

Spannungsverformungsverhalten des Gebirges beim Vortrieb mit Tunnelbohrmaschinen mit Schild

Von der
Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines
Doktoringenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte

Dissertation

von
Jürgen Anton Schmitt
geboren am 27.05.1970
aus Bad Kissingen

Eingereicht am	12. November 2008
Disputation am	27. März 2009

Berichterstatter	Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann
	Prof. Dr.-Ing. Markus Thewes

2009

*Diese Arbeit ist
meiner Frau Beate
meiner Tochter Nina
meinen Söhnen Alexander und Daniel
meinen Eltern Christina und Fritz
gewidmet.*

"Die Berechnungsmodelle für Tunnel- und Felsbau werden niemals die gleiche Aussagekraft erreichen wie diejenigen des Brücken- und Hochbaus, denn der Tunnelingenieur 'baut' mit dem jeweils vorhandenen Gebirge. Und das Auffahren, die Geburt, ist die kritischste Lebensphase eines Tunnels. Daraus folgt jedoch nicht, dass also Berechnungsmodelle nichts taugen. Die Ingenieurleistung, zutreffende Berechnungsmodelle zu erfinden, ist eben nur ungleich schwieriger als im Brückenbau."

DUDDECK [1979]

Vorwort des Verfassers

Die Idee zu der vorliegenden Dissertation reifte während meiner sechsjährigen Tätigkeit als wissenschaftlicher Angestellter am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig und spiegelt meine Faszination für den maschinellen Tunnelbau wider.

Im Rahmen des Promotionsverfahrens danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Dieter Dinkler für den Vorsitz und Herrn Prof. Dr.-Ing. Rainer Wanninger für die Übernahme der Pflichten des Prüfers. Besonderer Dank gebührt Herrn Prof. Dr.-Ing. Markus Thewes, der als zweiter Berichterstatter zur Verfügung stand. Schließlich danke ich meinem Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann für die Übernahme der Berichterstattung und seine kritische Durchsicht dieser Arbeit sowie für den notwendigen Freiraum bei der Erstellung dieser Dissertation.

Insbesondere danke ich den Mitarbeitern der Herrenknecht AG für die Beantwortung meiner Fragen und für die mir zur Verfügung gestellten Informationen. Ein sehr herzlicher Dank geht an dieser Stelle an Herrn Dr.-Ing. Ulrich Rehm.

Für die Zusammenarbeit und die Unterstützung, die ich durch meine Kollegen und Mitarbeitern des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik in den letzten Jahren erfahren habe, möchte ich mich sehr bedanken. Mein besonderer Dank gilt meinen wissenschaftlichen Hilfskräften Herrn Björn Soltau, Herrn Lars Popp, Herrn Michael Klimas, Herrn Mohammad Abu-Zurayk und Herrn Michael Schäffer.

Meiner Mutter und meinem Vater danke ich an dieser Stelle für die immerwährende Unterstützung auf meinem gesamten beruflichen Werdegang.

Mein besonderer herzlicher Dank gebührt meiner lieben Frau Beate und meinen Kindern, die die Erstellung der Dissertation und die damit verbundenen Einschränkungen mitgetragen haben.

Hattersheim am Main, im Juni 2009

Jürgen Schmitt

Kurzfassung

Zur Analyse des Spannungsverformungsverhaltens des Gebirges bei maschinell aufgefahrenden Tunnelvortrieben mit Tübbingsicherung wurden umfangreiche numerische Studien basierend auf der Finiten Differenzen Methode durchgeführt.

Auf der Grundlage der umfangreichen Berechnungsergebnisse der Sensitivitätsstudien, in denen die einzelnen maßgebenden stofflichen und geometrischen Parameter bestimmt und variiert wurden, erfolgte die Entwicklung analytischer Berechnungsansätze basierend auf Regressionsanalysen. Zum einen wurde ein Kriterium definiert, durch das das Risiko der Verklemmung des Schildmantels abgeschätzt bzw. die Größe des erforderlichen planmäßigen Überschnitts bemessen werden kann. Zum anderen wurden Ansätze für die Radialspannungen des Gebirges für den Regelfall, d. h. für den Fall, dass der Überschnittsbereich über die gesamte Schildmantellänge reicht, zur Bemessung der Tübbingsicherung aufgestellt. Die entwickelten Ansätze liegen sowohl für den Fall eines isotropen Materialverhaltens des Gebirges als auch für den Fall eines anisotropen Materialverhaltens des Gebirges bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar vor.

Abstract

For the analysis of the stress-strain behaviour of rock in mechanical tunnel driving with tubbing segment support extensive numerical studies based on the finite difference method were carried out.

Based on the extensive calculation results of the sensitivity studies several decisive material and geometrical parameters were determined and the development of analytical design formulations took place based on regression analyses. On the one hand a criterion was defined by which the risk of blocking the shield skin can be estimated and consequently the size of the necessary regular overcut can be calculated. On the other hand design formulations for the radial stresses of the ground for the rule were found, that is, if the overcut range was sufficient over the entire shield skin length, for the design of the tubbing segment support set up. The developed design formulations are presented both for the case of the isotropic material behaviour of the rock and for the case of the anisotropic material behaviour of the rock with consideration of an interface.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Ziele der Arbeit.....	3
2 Stand der Technik bei maschinellen Tunnelvortrieben im Festgestein.....	5
2.1 Übersicht Tunnelbohrmaschinen im Festgestein.....	5
2.2 Tunnelbohrmaschine mit Schild (TBM-S)	7
2.2.1 Einsatzbereich.....	7
2.2.2 Schematischer Aufbau und Arbeitsweise	8
2.2.3 Überschnitt.....	10
2.2.4 Ringspalt.....	13
2.3 Projektdaten.....	15
3 Grundlagen der mechanischen Modellierung von Festgestein.....	25
3.1 Stoffgesetze zur mechanischen Modellierung von Festgestein.....	28
3.2 Mechanische Kenngrößen für Festgestein.....	31
4 Berechnungsverfahren für maschinelle Tunnelvortriebe im Festgestein	35
4.1 Gebirgsdrucktheorien	37
4.1.1 Überlagerungsdruck und Seitendruck	38
4.1.2 Vertikaler Gebirgsdruck nach TERZAGHI [1946]	39
4.1.3 Vertikaler Gebirgsdruck nach PROTODJAKONOW	41
4.1.4 Seitlicher Gebirgsdruck nach HOUSKA [1960]	44
4.2 Kennlinienverfahren	45

5 Numerische Untersuchungen.....	51
5.1 Numerischer Berechnungsansatz.....	51
5.1.1 Allgemeine Betrachtung	51
5.1.2 Das explizite Finite Differenzen Verfahren.....	52
5.2 Numerisches Berechnungsmodell	57
5.3 Stoffliche Modellierung des numerischen Berechnungsmodells	62
5.3.1 Stoffliche Modellierung Schildmantel, Tübbingausbau und Kiesverfüllung	62
5.3.2 Stoffliche Modellierung des Festgesteins.....	62
5.3.2.1 Mohr-Coulomb Kriterium	63
5.3.2.2 Ubiquitous joint model (Berücksichtigung einer Trennfächenschar).....	67
5.4 Numerische Modellierung des Bauablaufs.....	73
5.5 Belastungsansätze.....	75
5.6 Parameterstudien	75
5.6.1 Parameterstudien bei Berücksichtigung von isotropen Materialeigenschaften des Gebirges.....	76
5.6.1.1 Verschiebungen Bereich Schildmantel.....	77
5.6.1.2 Gebirgsspannungen	84
5.6.1.3 Gebirgsspannungen Firste Bereich Tübbing T08	87
5.6.1.4 Gebirgsspannungen Ulme Bereich Tübbing T08	92
5.6.1.5 Gebirgsspannungen Sohle Bereich Tübbing T08	97
5.6.1.6 Gebirgsspannungen Variation Länge des durch den Überschnitt erzeugten ungestützten Bereichs	102
5.6.1.7 Gebirgsspannungen Variation Verfüllung Ringspalt	105
5.6.2 Parameterstudien bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar.....	107
5.6.2.1 Verschiebungen Bereich Schildmantel bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar	109
5.6.2.2 Gebirgsspannungen bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar.....	115
5.6.2.3 Gebirgsspannungen Firste Bereich Tübbing T08 bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar	120

5.6.2.4 Gebirgsspannungen Ulme Bereich Tübbing T08 bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar	124
5.6.2.5 Gebirgsspannungen Sohle Bereich Tübbing T08 bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar	128
6 Interpretation und Bewertung der Untersuchungsergebnisse	133
7 Ableitung analytischer Berechnungsansätze zur Bestimmung von Verschiebungen und Spannungen	157
7.1 Erläuterung Regressionsverfahren	157
7.2 Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Verklemmung des Schildmantels ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar	162
7.3 Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Radial- bzw. Vertikalspannungen in der Tunnelfirste ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar	163
7.4 Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Radial- bzw. Horizontalspannungen in der Tunnelulme ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar	165
7.5 Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Radial- bzw. Vertikalspannungen in der Tunnelsohle ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar	167
7.6 Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Verklemmung des Schildmantels bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar	168
7.7 Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Radial- bzw. Vertikalspannungen in der Tunnelfirste bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar	171
7.8 Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Radial- bzw. Horizontalspannungen in der Tunnelulme bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar	173
7.9 Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Radial- bzw. Vertikalspannungen in der Tunnelsohle bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar	177

8 Vergleich mit vorhandenen Berechnungsansätzen.....	179
8.1 Vergleich Gebirgsspannungen Firste.....	179
8.2 Vergleich Gebirgsspannungen Ulme.....	181
8.3 Vergleich Gebirgsspannungen Sohle.....	182
8.4 Vergleich Kennlinienverfahren	183
9 Konzept für die messtechnische Verifikation der Berechnungsansätze.....	187
9.1 Messkonzept	188
9.1.1 Verschiebungsmessungen im Bereich Schildmantel TBM-S.....	188
9.1.2 Verschiebungsmessungen im Gebirge.....	192
9.1.3 Konvergenzmessungen Tübbingsicherung.....	192
9.1.4 Spannungsmessungen im Gebirge Bereich Schildmantel TBM-S	193
9.1.5 Spannungsmessungen im Gebirge Bereich Tübbingsicherung	193
9.1.6 Spannungsmessungen in der Tübbingsicherung.....	193
9.1.7 Messintervalle.....	194
9.2 Erkundungskonzept	195
9.2.1 Feldversuche.....	195
9.2.2 Laborversuche	195
9.3 Randbedingungen Projekt.....	196
10 Zusammenfassung und Ausblick.....	197
10.1 Zusammenfassende Erkenntnisse	197
10.2 Ausblick.....	199
Literatur	201
Zitierte Normen	212
Anhang A.....	213

Anhang A1 Zusammenstellung Recherche Kenngrößen Sandstein	213
Anhang A2 Zusammenstellung Recherche Kenngrößen Kalkstein	217
Anhang B Beispiel Regressionsverfahren zur Ableitung analytischer Ansätze.....	223
Anhang C Berechnungsbeispiel zur Ermittlung eines Vorentlastungsfaktors	229
Anhang D Nomenklatur	233

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Das Auffahren von Tunnelbauwerken im Festgestein war in der Vergangenheit eine Domäne des konventionellen Tunnelbaus. Aufgrund der höheren Wirtschaftlichkeit von maschinellen Tunnelvortrieben bei zunehmender Tunnellänge in geeigneten geologischen Verhältnissen kommen diese in den letzten Jahren verstärkt zum Einsatz. Im Festgestein mit geringer Standzeit oder nachbrüchigem Fels erfolgt der Vortrieb in der Regel durch eine Tunnelbohrmaschine mit Schild (TBM-S), bei welcher der Ausbau im Schutze des Schildmantels mit Tübbing stattfindet.

Zur Beschreibung des Spannungsverformungsverhaltens des Gebirges geht man bei der analytischen Modellbildung bei Tunnelvortrieben im Festgestein von einer sehr intensiven Verbundwirkung zwischen Tunnelsicherung und Gebirge aus. Ein großer Teil der Tragwirkung wird der Eigentragfähigkeit des Gebirges zugeordnet. Im Extremfall ist die Eigentragfähigkeit so groß, dass keine Sicherung benötigt wird (MAIDL [2004b]). Dieser Fall wird durch das Modell der elastischen gelochten Scheibe idealisiert, dessen analytische Lösungen von KIRSCH [1898] gefunden wurden. Die in der elastischen Berechnung mögliche auftretende Überbeanspruchung der Gesteinfestigkeit kann allerdings dabei nicht mit berücksichtigt werden. KASTNER [1971] erweiterte das Modell der elastischen gelochten Scheibe durch plastische Zonen um den Tunnelquerschnitt. Allerdings fand der Ansatz von KASTNER nach Aussage von KOVARI [1972] keinen Zuspruch. Ein weiteres Verfahren, welches auf den Grundlagen des Modells der elastischen gelochten Scheibe beruht, ist das Kennlinienverfahren nach FENNER [1938] und PACHER [1964]. Die Kennlinie des Gebirges ergibt sich aus der Verformungslinie des Lochrandes der elastischen Scheibe bei einer konstanten Belastung aus dem Primärspannungszustand mit einer stufenweise vorgegebenen Deformation des Lochrandes oder mit schrittweise entlastendem Innendruck, der den Ausbau simuliert. PACHER [1964] zeigte mit dem Kennlinienverfahren den Einfluss des Einbauzeitpunktes der Sicherung, bei dem für das Gebirge und die Sicherung ein Gleichgewicht angenommen wird. Das Kennlinienverfahren dient dazu, den optimalen Zeitpunkt zu finden, an dem die Sicherungsmittel eingebaut werden und ein minimaler Ausbau notwendig ist. Das Kennlinienverfahren wird nach SEEBER UND KELLER [1979] in Kombination mit Messungen besonders für tiefliegende Tunnel angewendet. Für oberflächennahe Tunnel

wird das Kennlinienverfahren nach DGEG [1979] als nicht geeignet angesehen, da die Verformung der Oberfläche und nicht die Sicherung minimiert werden muss.

Die Grundlagen für die zuvor beschriebenen analytischen Modelle entstammen Erkenntnissen aus dem konventionellen Tunnelbau und basieren auf theoretischen Modellen und Messergebnissen von durchgeführten Tunnelvortrieben. Dabei ist anzumerken, dass sich diese Modelle auf einen zweidimensionalen Spannungszustand beschränken.

Vergleicht man einen konventionellen Tunnelvortrieb mit dem maschinellen Vortrieb mit einer TBM-S, so sind folgende grundlegende Unterschiede festzustellen. Bei einem konventionellen Vortrieb im Fels erfolgt der Ausbruch des Gebirges durch Bohren und Sprengen, Teilschnittausbruch oder Ausbruch mittels Tunnelbagger. Dabei wird die Ortsbrust im Normalfall nicht gestützt. Der Ausbau bzw. die temporäre Sicherung erfolgt je nach Erfordernis zeitlich verzögert durch eine biegeeweiche Spritzbetonschale und Systemankerung. Beim Einbau des Spritzbetons weist dieser noch nicht seine endgültige Endfestigkeit auf und kann sich durch das Kriechen und Schwinden des Betons weiter verformen. Dementsprechend kann sich die Sicherung dem zeitlichen Spannungsverformungsverhalten des Gebirges anpassen.

Dagegen lassen sich für den Vortrieb mit einer TBM-S folgende Aussagen formulieren. Der Bereich des Schildmantels ist nach den Empfehlungen des DAUB [2005] so zu dimensionieren, dass durch Festlegung des Überschnitts und der Konizität die Belastung der Schildmaschine im Festgestein so gering wie möglich gehalten und nach Möglichkeit vollständig vermieden wird. Daraus ergibt sich die Schlussfolgerung, dass Spannungsumlagerungen im Gebirge im Bereich des Überschnitts theoretisch möglich sind, da sich der Spalt zwischen dem Gebirge und dem Schildmantel nicht sofort schließen darf, um ein Einklemmen der Maschine zu vermeiden. Im Bereich der Sicherung wird im Gegensatz zum konventionellen Vortrieb eine Tübbingsicherung eingebaut, die sich aufgrund der bereits vorhandenen Endfestigkeit nur gering verformen kann und sich damit nur bedingt den Gebirgsverformungen anpasst. Theoretisch übernimmt die Tübbingsicherung einen größeren Anteil bei der Lastabtragung des Gebirges und muss dementsprechend stärker dimensioniert werden als bei einer biegeweichen Spritzbetonsicherung.

1.2 Ziele der Arbeit

Inhalt und Ziel der Arbeit ist es, das Spannungsverformungsverhalten des Gebirges für einen Tunnelvortrieb mit einer TBM-S im Festgestein zu analysieren. Für die Analyse des Spannungsverformungsverhaltens des Gebirges ist es notwendig, die räumlichen Spannungszustände im Zusammenspiel mit den einzelnen Komponenten der TBM-S zu simulieren. Dazu soll der komplette Tunnelvortrieb mit seinen einzelnen Bestandteilen und Bauzuständen und die Interaktion mit dem Gebirge und dessen mechanischem Verhalten in einem räumlichen numerischen Modell abgebildet und untersucht werden, um daraus das theoretische Spannungsverformungsverhalten des Gebirges ableiten zu können.

Dabei soll vertieft auf die im Folgenden beschriebenen Fragestellungen eingegangen werden.

Für den Bereich des Schildmantels besteht durch die Festlegung des Überschnitts und der Konizität die Forderung, die Belastung des Schildmantels so gering wie möglich zu halten. In der Praxis erfolgt die Festlegung des Überschnitts durch gewonnene Erfahrungen aus realisierten Projekten. Ein z. B. analytischer Ansatz, über den der Überschnitt durch Kenntnis der gebirgsmechanischen Kenngrößen definiert werden kann, fehlt. Durch Parameterstudien soll der Einfluss des Überschnitts und der Konizität auf das Spannungsverformungsverhalten des Gebirges untersucht und die theoretisch möglichen Grenzfälle betrachtet und bewertet werden.

Durch die zuvor genannte Forderung, dass die Belastung der Schildmaschine bzw. des Schildmantels so gering wie möglich gehalten werden soll, ergibt sich eine weitere Fragestellung. Da das Gebirge theoretisch nicht vollflächig am Schildmantel bzw. nur im Bereich der Sohle anliegt, können sich die Spannungen im Gebirge vor dem Einbau der Tübbingsicherung umlagern. Dadurch ergibt sich die Frage, wie groß die restlichen Gebirgsspannungen sind, die auf die Tübbingsicherung wirken. Ebenso ist im Zusammenhang mit der Tübbingsicherung die Frage zu klären, welchen Einfluss die Ringspaltverfüllung auf den Lastabtrag der Gebirgsspannungen hat.

Die TBM-S kommt im Festgestein mit geringer Standzeit oder nachbrüchigem Fels zum Einsatz. Das bedeutet, dass sich das Spannungsdehnungs- bzw. das Spannungsverformungsverhalten in der Regel nicht mit dem Spannungsverformungsverhalten eines

isotropen Lockergesteinsbodens vergleichen lassen. Vielmehr sind anisotrope Zustände zu betrachten. Insbesondere kommt den Eigenschaften des Trennflächengefüges bei einem nachbrüchigen Fels eine große Bedeutung zu. Was zu der Fragestellung führt, wie sich die Eigenschaften des Trennflächengefüges auf die Spannungsumlagerung bei einem Vortrieb mit einer TBM-S auswirken. Dazu sollen Berechnungen mit einem Stoffgesetz, welches die Scherfestigkeiten einer Trennfächenschar abbilden kann, durchgeführt und die Auswirkungen auf das Spannungsverformungsverhalten des Gebirges analysiert werden.

2 Stand der Technik bei maschinellen Tunnelvortrieben im Festgestein

2.1 Übersicht Tunnelbohrmaschinen im Festgestein

Tunnelbohrmaschinen (TBM) werden im Festgestein vornehmlich in Abhängigkeit der Standfestigkeit des Gebirges eingesetzt. In Abb. 2-1 ist eine systematische Zusammenstellung von MAIDL ET AL. [2001] für Tunnelbohrmaschinen im Festgestein in Anlehnung an die Systematik des DAUB [1997] (vgl. Abb. 2-2) dargestellt. Unterteilt werden die Tunnelbohrmaschinen in Systeme mit Vollschnittabbau und Teilflächenabbau. Die Tunnelbohrmaschinen mit Vollschnittabbau lassen sich in weitere Klassen aufteilen, bei der eine Abgrenzung u. a. nach den Kriterien der statischen Schutzeinrichtung hinter dem Bohrkopf, Art und Anordnung der Verspanneinheit, Ausbauart sowie Ausbauzeitpunkt erfolgt (vgl. Abb. 2-3). Des Weiteren kann hinsichtlich offener oder geschlossener Systeme bzgl. des Stützdruckausgleichs an der Ortsbrust unterschieden werden.

Auf eine detaillierte Beschreibung der verschiedenen Tunnelbohrmaschinen wird an dieser Stelle verzichtet. Eine ausführliche Darstellung der Einfachschild-TBM, die auch als Schild-TBM oder TBM mit Schild (TBM-S) bezeichnet wird und welche die Grundlage für die hier vorliegenden Analysen bildet, erfolgt in den nachfolgenden Kapiteln.

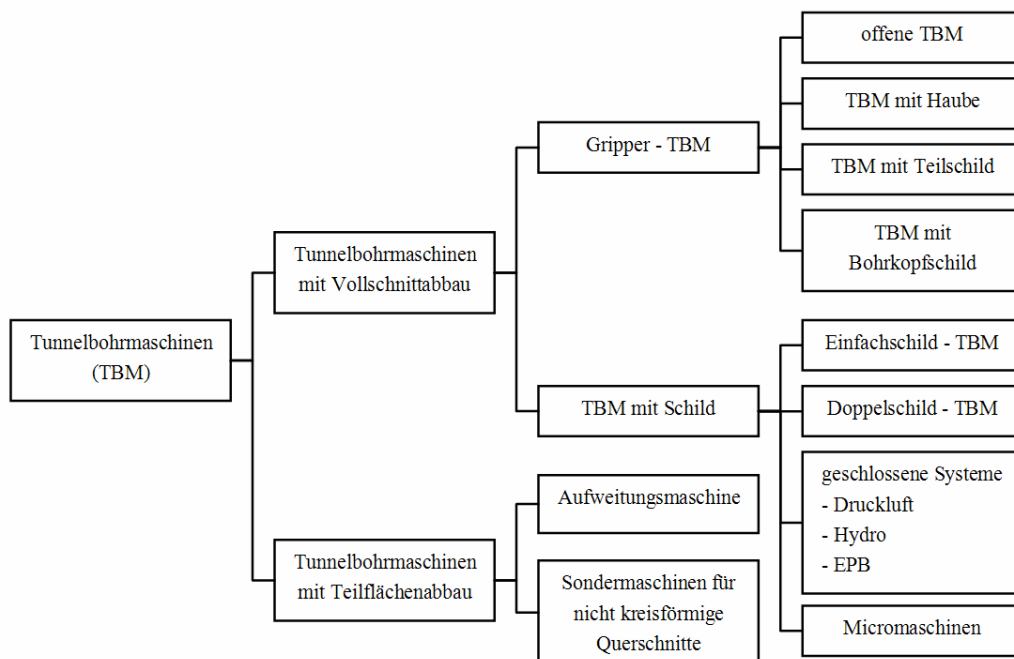


Abb. 2-1: Übersicht Tunnelvortriebsmaschinen (in Anlehnung an den DAUB [1997]), (MAIDL ET AL. [2001])

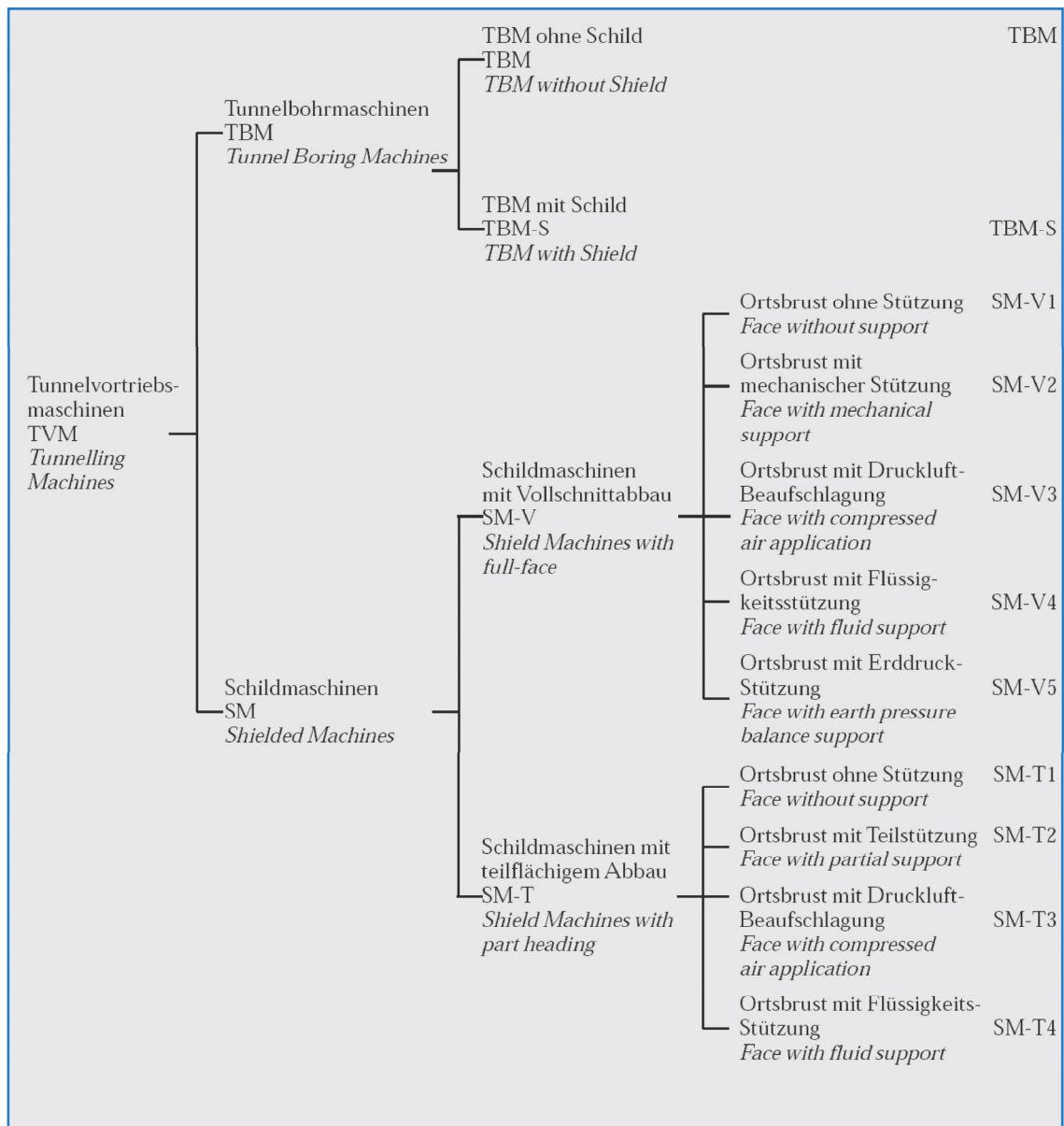


Abb. 2-2: Übersicht Tunnelvortriebsmaschinen (TVM), (DAUB [1997])

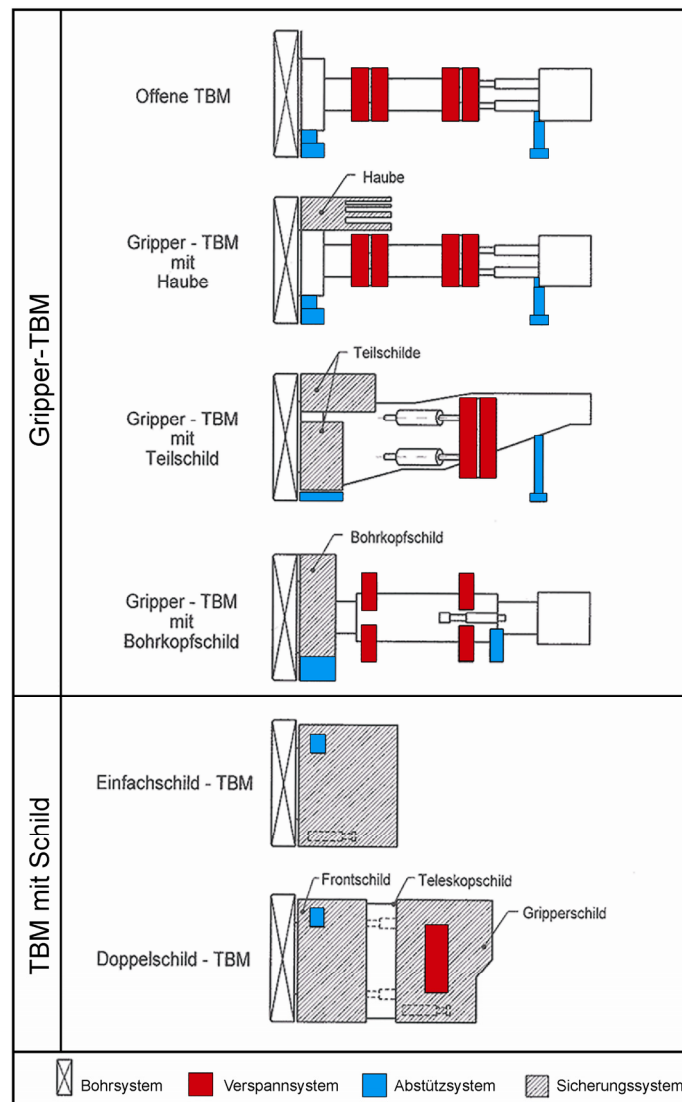


Abb. 2-3: Übersicht über die verschiedenen Maschinensysteme bei Tunnelbohrmaschinen mit Vollschnittabbau, (MAIDL ET AL. [2001])

2.2 Tunnelbohrmaschine mit Schild (TBM-S)

2.2.1 Einsatzbereich

Nach den Empfehlungen des DAUB [1997] und von GIRMSCHIED [2002] liegt der Haupteinsatzbereich der TBM-S im nachbrüchigen bis gebrächen Fels. Bei möglicherweise gleicher Gesteinsfestigkeit im standfesten Gebirge ist die Verbandsfestigkeit stark reduziert, was bei einem Kluftabstand von 0,06 m bis 0,6 m und einem RQD-Index von $50 \pm 10 \%$ deutlich wird. Auch bei relativ geringer einaxialer Gesteinsdruckfestigkeit σ_D von $50 \pm 5 \text{ MN/m}^2$ und einer geringen Spaltzugfestigkeit σ_Z von $5 \pm 0,5 \text{ MN/m}^2$ ist der Einsatz einer TBM-S möglich.

2.2.2 Schematischer Aufbau und Arbeitsweise

Der prinzipielle Aufbau einer Schild-TBM (s. Abb. 2-4 und Abb. 2-5) lässt sich in vier Systemgruppen, Bohr-, Vorschub-, Abförder- und Sicherungssystem, unterteilen. Das Bohrsystem besteht aus dem mit Hartgesteinsdisken bzw. Hartgesteinsmeißeln bestückten Bohrkopf (1) sowie dem zugehörigen Antrieb, welcher das für die Rotation des Bohrkopfs benötigte Antriebsmoment generiert. Der rotierende Bohrkopf presst die Disken unter hohem Druck gegen die Ortsbrust. Dabei wird in Abhängigkeit des Diskenabstandes und der spezifischen Anpresskraft eine Penetration im Fels erreicht, die zum Ablösen des Gebirgsmaterials an der Ortsbrust führt. Das Vorschubsystem besteht aus den hydraulischen Vorschubpressen (2), die den erforderlichen Anpressdruck auf die Ortsbrust erzeugen. Diese stützen sich auf dem jeweils letzten eingebauten Tübbingring (3) ab und schieben so die Tunnelbohrmaschine voran. Die durch einen Bohrhub erreichbare Vortriebsdistanz ist somit abhängig vom maximalen Pressenhub. Im Gegensatz zum Grippervortrieb wird die maximale Pressenkraft hier nicht durch die Gebirgsfestigkeit sondern durch die Tübbingfestigkeit bestimmt. Das Abfördersystem besteht aus den im Bohrkopf angeordneten Räumschlitzern (4), den Räumern, durch die das gelöste Bohrgut von der Ortsbrust hinter das Schneidrad gelangt und dann über Förderbänder (5) abtransportiert wird.

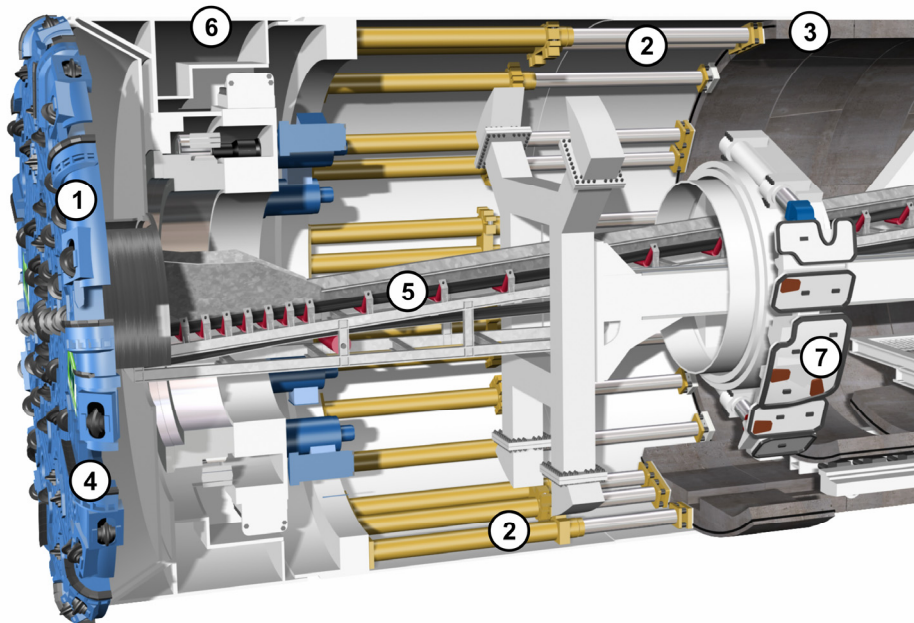


Abb. 2-4: Tunnelbohrmaschine mit Schild, (HERRENKNECHT AG)

Das Sicherungssystem einer Schild-TBM besteht im Wesentlichen aus dem Schildmantel (6), welcher direkt hinter dem Bohrkopf ansetzt. Der Stahlmantel schützt die Mannschaft und die Maschine vor herabstürzenden Felsteilen und stellt gleichzeitig die vor-

läufige Sicherung des Gebirges dar. Im Schildschwanz wird mittels eines Erektors (7) die Tübbingauskleidung des Tunnels erstellt, welche dann die Aufgabe der vorläufigen bzw. endgültigen Sicherung übernimmt.

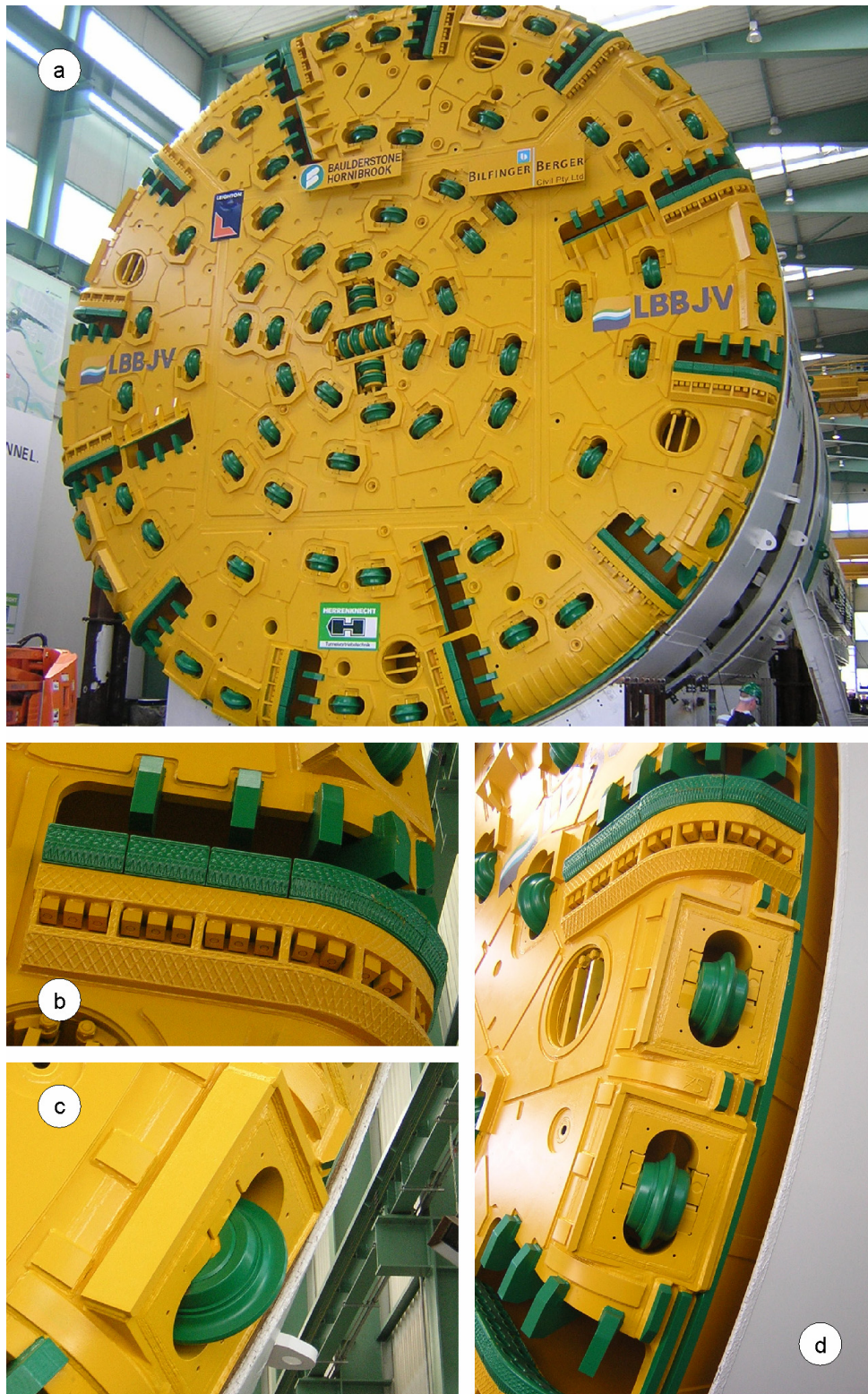


Abb. 2-5: (a) Bohrkopf einer TBM, (b) Rämerschlitz, (c) Kaliberdiske, (d) Kaliberdisken und Rämerschlitz

2.2.3 Überschnitt

Beim Vortrieb entsteht durch die Abbauwerkzeuge temporär ein Ausbruchsquerschnitt, der größer ist als die Querschnittsfläche des Schildes. Diese Differenz wird als Überschnitt bezeichnet (vgl. Abb. 2-6). Bei Vortrieben im Festgestein soll durch den Überschnitt verhindert werden, dass es zu einem Verklemmen des Bohrkopfes kommt bzw. dass eine Reduzierung der Vortriebskräfte erreicht wird. Nach MAIDL ET AL. [2001] beträgt die Schildreibung eines Großschildes bei einem Durchmesser zwischen 11 und 12 m ohne auf dem Schild aufliegende Niederbruchteile ca. 12.000 bis 15.000 kN. Dabei wirkt die Schildreibung dieser Art ausschließlich im Sohlbereich zwischen 4 und 8 Uhr.

Der Bereich des Schildmantels ist nach den Empfehlungen des DAUB [2005] so zu dimensionieren, dass durch Festlegung des Überschnitts und der Konizität die Belastung der Schildmaschine im Festgestein so gering wie möglich gehalten und nach Möglichkeit vollständig vermieden wird.

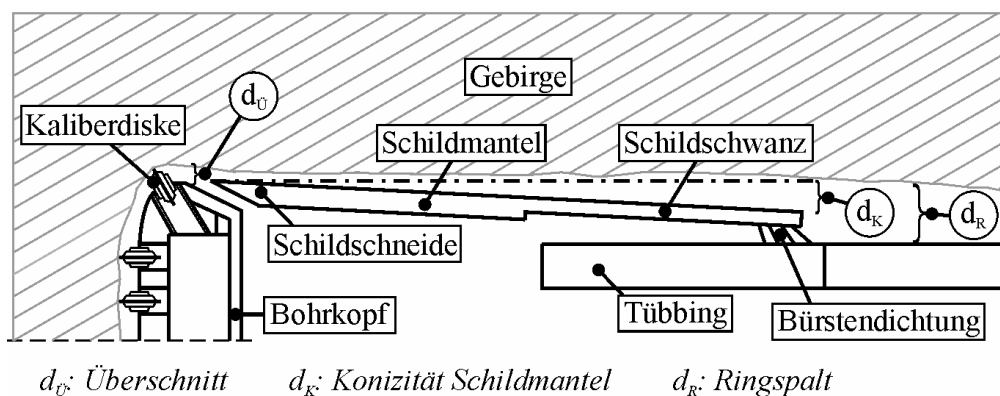


Abb. 2-6: Schemaskizze Überschnitt, Konizität Schildmantel, Ringspalt

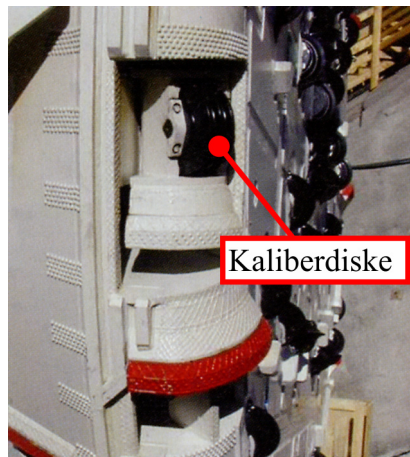


Abb. 2-7: Überschneidmeißel mit ausfahrbarer Räumerschaukel, (WOLF ET AL. [2003])

Ein planmäßiger Überschchnitt lässt sich durch die Kaliberdisken (vgl. Abb. 2-7) erzeugen, indem längere Kaliberdisken am Bohrkopf angeordnet werden.

Nach WOLF ET AL. [2003] lassen sich vier Überschneidsysteme unterscheiden. Beim Verschieben der Disken, dem so genannten Shiften, werden die Diskenhalterungen der Kaliberdisken unterfüttert (vgl. Abb. 2-8). Damit lässt sich in der Regel ein Überschchnitt von ca. 30 bis 45 mm erzeugen. Dabei muss zwischen neuen und verschlissenen Disken unterschieden werden. Beim Shiften durch seitliches Versetzen der Diskenhalterung wird die Diskenhalterung auf der Diskenauflegerplatte nach außen geschoben und die Diskenposition durch Schrauben und Distanzklötze in der gewünschten Schneidspur fixiert (vgl. Abb. 2-9). Durch ein abgestuftes Shiften mehrerer Kaliberdisken kann so ein Überschchnitt bis etwa 150 mm erzielt werden.

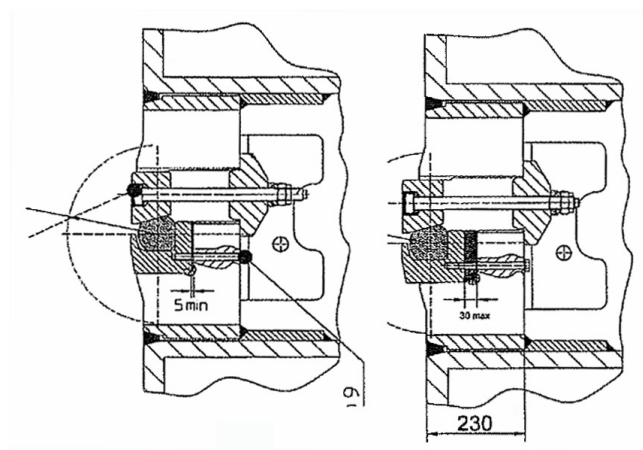


Abb. 2-8: Unterfüttern der Meißelhalterung (Zeichnung Herrenknecht), (WOLF ET AL. [2003])

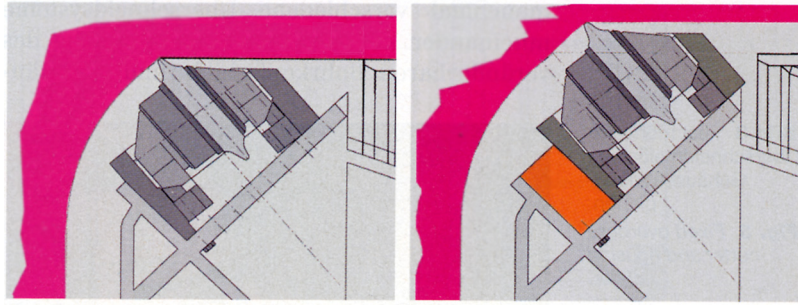


Abb. 2-9: Seitliches Versetzen der Meißelhalterung (Zeichnung Wirth), (WOLF ET AL. [2003])

Für Projekte, in denen über längere Strecken ein Überschnitt erforderlich ist, werden zusätzliche feste Schneidrollen eingesetzt. Dazu sind im Bohrkopf leere Diskenaufnahmegehäuse vorgesehen, in denen bei Bedarf zusätzliche Disken montiert werden. Die Gehäuse sind im Regelbetrieb mit Stahldeckeln abgedeckt. In Abhängigkeit von der Anzahl der Disken kann damit ebenfalls ein Überschnitt von ca. 150 mm erzielt werden.

Ein weiteres Überschnidsystem besteht aus hydraulisch ausfahrbaren Überschnidrollen. Während der Bohrkopf mit reduzierter Drehzahl und reduzierter Vorschubkraft rotiert, werden die Überschniddisken hydraulisch ausgefahren (vgl. Abb. 2-10). Dabei erfolgt die Ansteuerung der Zylinder über Druckspeicher oder Drehdurchführung. Nach dem Erreichen der Endposition können die Überschnider mittels Bolzen arretiert werden.

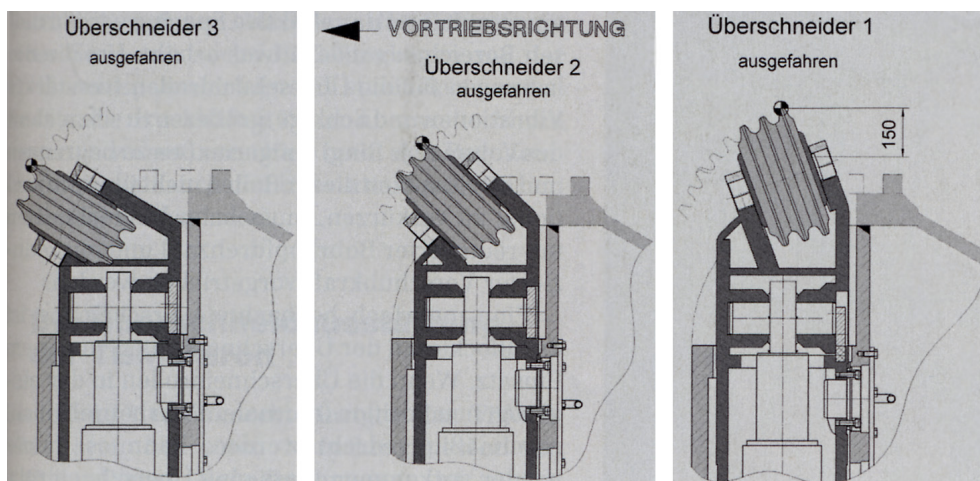


Abb. 2-10: Hydraulisch ausfahrbare Überschnidmeißel (Zeichnung Herrenknecht), (WOLF ET AL. [2003])

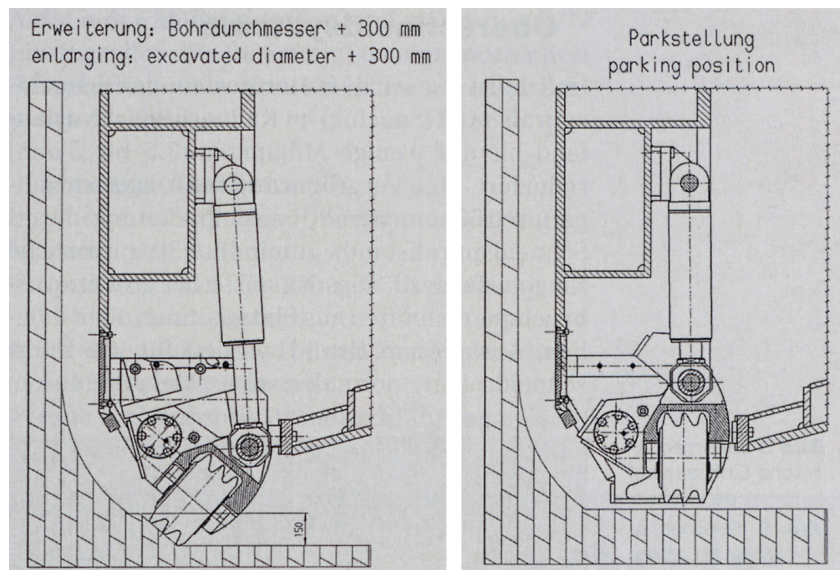


Abb. 2-11: Hydraulisch ausschwenkbare Überschneidrolle (Zeichnung Wirth), (WOLF ET AL. [2003])

Ebenfalls zur Anwendung können auch Systeme mit hydraulisch ausschwenkbaren Überschneidrollen kommen (vgl. Abb. 2-11). Die drehbar gelagerten Überschneideinrichtungen werden bei reduzierter Bohrkopfdrehzahl und Vorschubkraft hydraulisch nach außen geschwenkt. Die Ansteuerung der Zylinder erfolgt dabei ebenfalls über Druckspeicher oder Drehdurchführung. Ebenso erfolgt nach dem Erreichen der Endposition eine Arretierung der Überschneider mittels Bolzen.

Bei den Überschneidsystemen ist die Tendenz festzustellen, dass die hydraulisch ausfahrbaren bzw. ausschwenkbaren Systeme aufgrund maschinentechnischer Probleme in den Hintergrund treten und in der Regel die Überschneidsysteme mit Shiften Anwendung finden.

Eine weitere Möglichkeit, einen planmäßigen Überschnitt zu erzeugen, besteht durch die konische Ausbildung des Schildmantels.

2.2.4 Ringspalt

Aufgrund des o. g. Überschnitts und des kleineren Durchmessers der Tübbingringe ergibt sich zum Gebirge ein Freiraum, der als Ringspalt oder Ringraum bezeichnet wird (Abb. 2-6). Dieser Ringspalt muss verfüllt werden, um die notwendige Bettung der Tübbingröhre zu gewährleisten. Für die Verfüllung des Ringspaltes stehen zwei Möglichkeiten zur Verfügung.

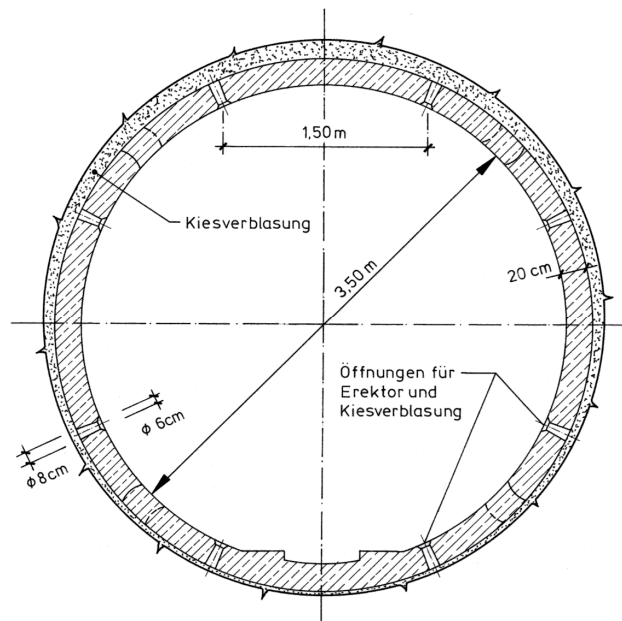


Abb. 2-12: Kiesverblasung, (MAIDL ET AL. [2001])

In der Regel wird der Ringspalt bei TBM-Vortrieben im Fels oberhalb des Grundwassers mit einem feinkörnigen und enggestuften Kies verfüllt, der z. B. mit einer Trockenspritzmaschine verblasen wird. Dazu werden an den Tübbingen entsprechende Öffnungen vorgesehen, um Schlauchleitungen anbringen zu können (vgl. Abb. 2-12).

Im Gebirge mit geringer Standfestigkeit und in Bereichen, in denen Grundwasser vorhanden ist, wird der Ringspalt mit Mörtel verpresst (vgl. Abb. 2-13). Der Verpressmörtel kann entweder durch Rückschlagventile in den einzelnen Tübbingelementen oder an der Dichtung vorbei durch den Schildschwanz eingebracht werden.

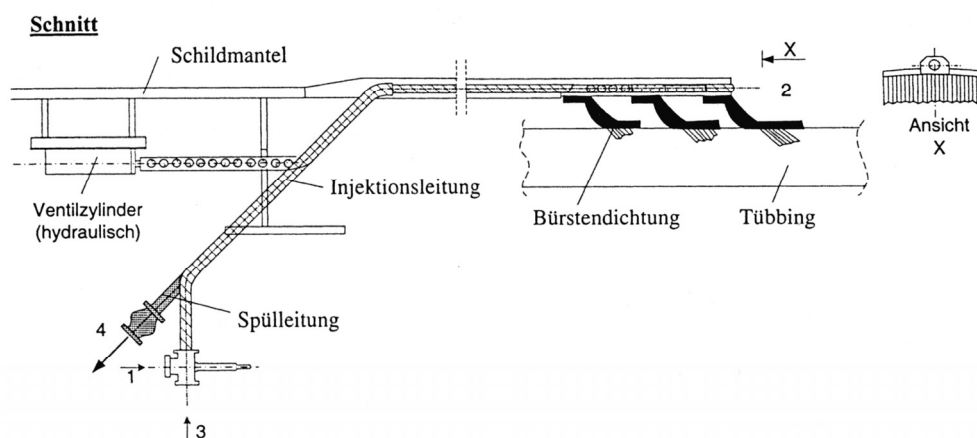


Abb. 2-13: Ringspaltverpresseinrichtung und Bürstendichtung, (GIRMSCHIED [2000])

Bei der Einbringung des Verpressmörtels ist darauf zu achten, dass die Rohre, durch die das Verpressgut eingebracht wird, bei einem Stillstand der Maschine nicht verstopfen, indem das Verpressgut entsprechend fließfähig ist bzw. eine besondere Abbindeverzögerung enthält. Dieses wird jedoch erschwert durch die Forderung, dass der Verpressmörtel durch einen schnellen Erhärtungsvorgang eine große Steifigkeit aufweisen soll, um Spannungsumlagerungen zu minimieren.

Nach GIRMSCHIED [2002] haben sich für verschiedene Projekte im Fels bei Injektion mit Mörtel Probleme ergeben. Es wurde beobachtet, dass hinter den Vorschubpressen in den Bereichen, in denen der frische Mörtel des Ringspaltes noch nicht erhärtet war, die Tübbinge schwimmen. Des Weiteren wurde beim Schildmantel und den Tübbingen eine Verrollung, aufgrund der ungenügenden Reibung für den Reaktionswiderstand des sehr hohen Bohrkopftriebsmomentes im Fels, festgestellt.

2.3 Projektdaten

Um die Simulationsmodelle für die numerischen Analysen so realitätsnahe wie möglich abbilden zu können, wurden durchgeführte Projekte hinsichtlich verschiedener Geologien, Geometriedaten und Vortriebsparameter ausgewertet. Bei den Projekten handelt es sich um 17 Tunnelbauwerke (vgl. Tab. 2-1), die mittels eines Vortriebs mit einer TBM-S im Zeitraum von 1989 bis 2007 realisiert wurden bzw. noch in Bau sind. Der Großteil der betrachteten Projekte wurde in der Schweiz realisiert (vgl. Abb. 2-14), in der, im Bezug auf den untersuchten Maschinentyp, sehr umfangreiche Erfahrungen vorliegen.

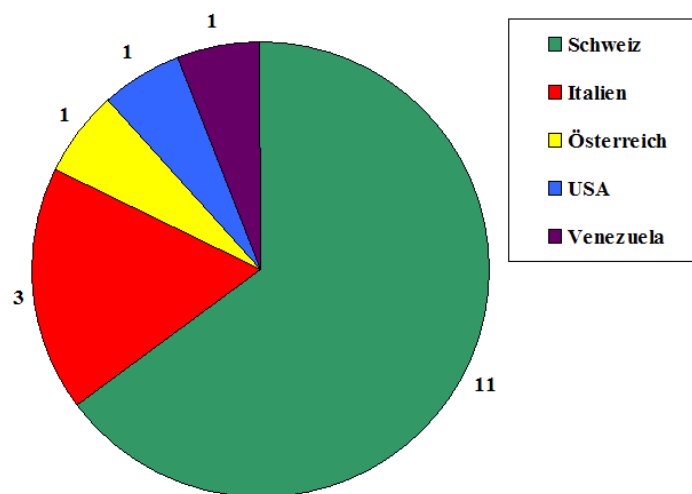


Abb. 2-14: Regionale Standorte Tunnelbauprojekte TBM-S

Tab. 2-1: Übersicht Tunnelbauprojekte TBM-S

Nr.	Projekt	Land
1	Grauholztunnel	Schweiz
2	Bözberg	Schweiz
3	Mont Russelin	Schweiz
4	Sachselsn	Schweiz
5	Adlertunnel	Schweiz
6	Pomy	Schweiz
7	Zürich-Glatt	Schweiz
8	San Pellegrino	Italien
9	Murgenthal	Schweiz
10	Zürich Thalwil	Schweiz
11	Sörenberg	Schweiz
12	Arrowhead Ost- und Westtunnel	USA
13	Caracas	Venezuela
14	Trient	Italien
15	Islisberg	Schweiz
16	Genua	Italien
17	Perschling	Österreich

Bei der Analyse der Geologie zeigt sich, dass der Großteil der Projekte mit ca. 55% im Sandstein aufgefahen wurde. Die anderen angetroffenen Gesteinsarten wie Kalkstein, Mergel und Gipskeupergestein können mit gleichen Anteilen von ca. 10% aufgeteilt werden (vgl. Abb. 2-15).

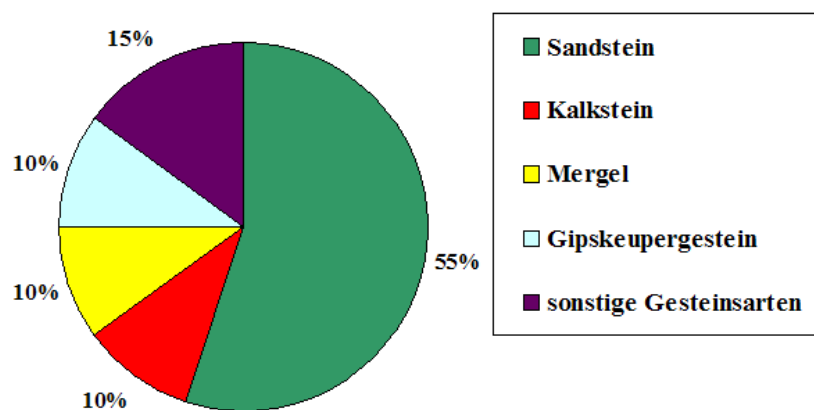
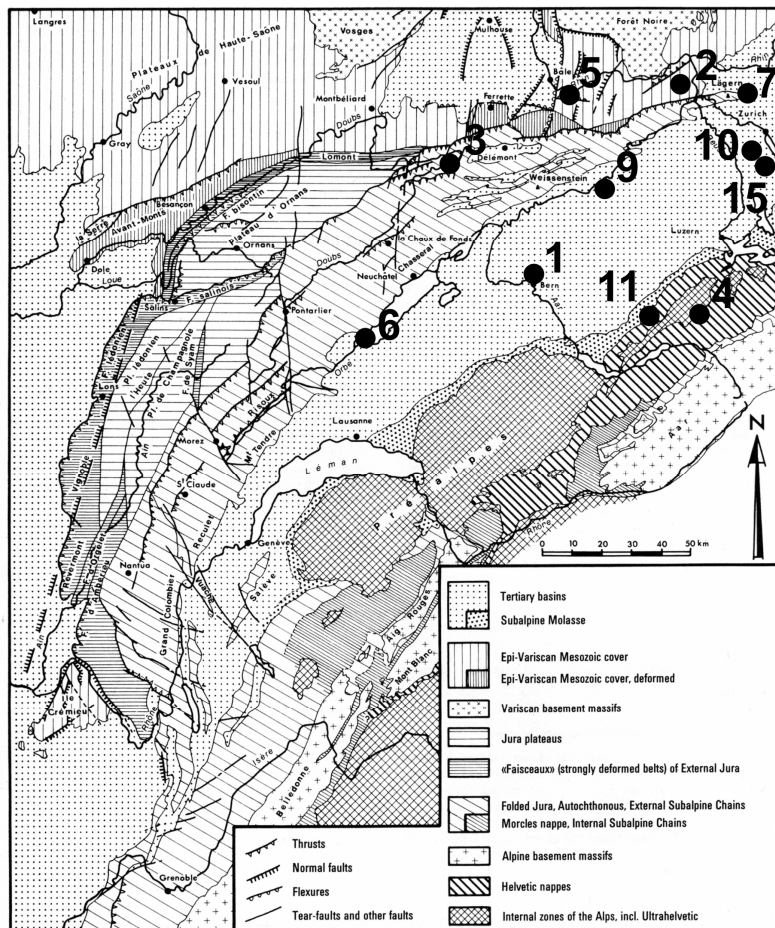


Abb. 2-15: Geologie Tunnelbauprojekte TBM-S



● 1 Projekt-Nr. entsprechend Tab. 2-1

Abb. 2-16: Schweizer Tunnelbauprojekte, Geologische Karte Schweiz (TRÜMPY [1980])

Der große Anteil des Sandsteins an den Gesteinsarten beruht auf der großen Anzahl der Schweizer Tunnelbauprojekte, welche zum Großteil in der subalpinen Molasse aufgeföhren wurden (vgl. Abb. 2-16).

Für die geometrischen Randbedingungen wurden folgende Parameter

- Nenndurchmesser Schildmantels (vgl. Tab. 2-2 und Tab. 2-3)
- Schildmantellänge (vgl. Tab. 2-2 und Tab. 2-3)
- Durchmesser Tübbingring (vgl. Tab. 2-4 und Tab. 2-5)
- Tübbingdicke und -breite (vgl. Tab. 2-4 und Tab. 2-5)
- Ringspalt (vgl. Tab. 2-6 und Tab. 2-7)
- minimaler und maximaler Überschnitt (vgl. Tab. 2-6 und Tab. 2-7)
- maximale Überlagerungshöhe (vgl. Tab. 2-10 und Tab. 2-11)

ausgewertet.

Die betrachteten 17 Projekte wurden bei der Auswertung der Geometrieparameter in eine Klasse A mit einem Schilddurchmesser $D < 8$ m bzw. eine Klasse B Schilddurchmesser $D \geq 8$ m unterteilt. Dabei enthält die Klasse A vier TBM-S und die Klasse B 13 TBM-S als Datengrundlage.

Tab. 2-2: Geometrieparameter Schild Klasse A: Schilddurchmesser $D < 8$ m

Projekt	Nenndurchmesser Schildmantel [m]	Schildlänge [m]
Zürich-Glatt	5,290	7,620
Sörenberg	4,520	10,465
Arrowhead Ost- und Westtunnel	5,760	6,350
Caracas	5,850	7,380
Min.-Wert	4,520	6,350
Mittelwert	5,355	7,954
Max.-Wert	5,850	10,464

Tab. 2-3: Geometrieparameter Schild Klasse B: Schilddurchmesser $D \geq 8$ m

Projekt	Nenndurchmesser Schildmantel [m]	Schildlänge [m]
Grauholztunnel	11,600	10,860
Bözberg	11,870	7,775
Mont Russelin	11,830	7,780
Sachselsn	11,770	6,550
Adlertunnel	12,535	8,500
Pomy	11,660	10,245
San Pellegrino	11,740	8,790
Murgenthal	11,980	8,800
Zürich Thalwil	12,235	7,960
Trient	12,055	8,530
Islisberg	11,805	11,000
Genua	11,780	11,950
Perschling	12,980	9,400
Min.-Wert	11,600	6,550
Mittelwert	11,988	9,088
Max.-Wert	12,980	11,950

Tab. 2-4: Geometrieparameter Tübbing Klasse A: Schilddurchmesser $D < 8$ m

Projekt	Durchmesser Tübbingring [m]	Tübbingdicke [cm]	Tübbingbreite [cm]
Zürich-Glatt	5,040	27,00	160,00
Sörenberg	4,300	25,00	150,00
Arrowhead Ost- und Westtunnel	5,537	33,00	152,00
Caracas	5,600	22,00	140,00
Min.-Wert	4,300	22,00	140,00
Mittelwert	5,120	26,75	151,60
Max.-Wert	5,600	33,00	160,00

Tab. 2-5: Geometrieparameter Tübbing Klasse B: Schilddurchmesser $D \geq 8$ m

Projekt	Durchmesser Tübbingring [m]	Tübbingdicke [cm]	Tübbingbreite [cm]
Grauholztunnel	11,400	40,00	180,00
Bözberg	11,600	25,00	125,00
Mont Russelin	11,540	26,00	125,00
Sachseln	11,500	30,00	125,00
Adlertunnel	12,250	35,00	140,00
Pomy	11,400	40,00	180,00
San Pellegrino	11,540	40,00	170,00
Murgenthal	11,760	28,00	150,00
Zürich Thalwil	12,040	30,00	170,00
Trient	11,800	40,00	150,00
Islisberg	11,600	30,00	200,00
Genua	11,600	-	-
Perschling	12,720	30,00	180,00
Min.-Wert	11,400	25,00	125,00
Mittelwert	11,750	32,83	157,92
Max.-Wert	12,720	40,00	200,00

Tab. 2-6: Geometrieparameter Ringspalt, minimaler und maximaler Überschnitt Klasse A: Schilddurchmesser $D < 8$ m

Projekt	Ringspalt [cm] (Diff. Schildmantel / Tübbingring)	min. Überschnitt [cm]	max. Überschnitt [cm]
Zürich-Glatt	12,50	-	-
Sörenberg	11,00	-	-
Arrowhead Ost- und Westtunnel	11,20	2,00	-
Caracas	12,50	-	-
Min.-Wert	11,0	2,00	-
Mittelwert	11,79	2,00	-
Max.-Wert	12,50	2,00	-

Tab. 2-7: Geometrieparameter Ringspalt, minimaler und maximaler Überschnitt Klasse B: Schilddurchmesser $D \geq 8$ m

Projekt	Ringspalt [cm] (Diff. Schildmantel / Tübbingring)	min. Überschnitt [cm]	max. Überschnitt [cm]
Grauholztunnel	10,00	1,50	-
Bözberg	13,50	-	10,00
Mont Russelin	14,50	-	10,00
Sachselsn	13,50	-	-
Adlertunnel	14,30	0,50	-
Pomy	13,00	-	-
San Pellegrino	10,00	3,50	6,50
Murgenthal	11,00	0,50	-
Zürich Thalwil	9,80	0,50	-
Trient	12,80	2,70	-
Islisberg	10,30	-	-
Genua	9,00	-	-
Perschling	13,00	2,50	-
Min.-Wert	9,00	0,50	6,50
Mittelwert	11,88	1,68	8,83
Max.-Wert	14,50	3,50	10,00

Die Angaben zum maximal vorgesehenen bzw. ausgeführten Überschnitt beruhen für die mit TBM-S ausgeführten Projekte nur auf einer sehr geringen Anzahl von drei Datensätzen, da weitere nicht mehr rekonstruiert werden konnten bzw. während der Bauausführung nicht dokumentiert wurden. Um eine größere Datenbasis zu erhalten, wurden von anderen Vortrieben mit Tunnelbohrmaschinen z. B. Gripper-TBM, Doppelschild-TBM und Aufweitungs-TBM auf Grundlage der Angaben von WOLF ET AL. [2003] der maximal ausführbare Überschnitt ausgewertet (vgl. Tab. 2-8 und Tab. 2-9).

Tab. 2-8: Übersicht maximaler Überschnitt für verschiedene TBM-Vortriebe: Durchmesser Bohrkopf $D_{\text{Bohr}} < 8$ m

Projekt	TBM-Typ	max. Überschnitt [cm]
Viola	Doppelschild-TBM	5,00
Sondierst. Kandertal	Gripper-TBM	10,0
Caledon-Ash	Doppelschild-TBM	3,00
C.A.V.E.T	Gripper-TBM	5,00
Ermenek	Gripper-TBM	5,00
Min.-Wert		3,00
Mittelwert		5,60
Max.-Wert		10,00

Tab. 2-9: Übersicht maximaler Überschnitt für verschiedene TBM-Vortriebe: Durchmesser Bohrkopf $D_{\text{Bohr}} \geq 8 \text{ m}$

Projekt	TBM-Typ	max. Überschnitt [cm]
Qinling	Gripper-TBM	5,00
Gotthard, Bodio Ost/West	Gripper-TBM	15,00
Lötschberg Steg	Gripper-TBM	10,00
Lötschberg Raron	Gripper-TBM	10,00
Guadarrama, Nord/Süd	Doppelschild-TBM	3,50
Tscharner	Gripper-TBM	10,00
Neuenburg	Aufweitungs-TBM	15,00
Sauges I u. II	Aufweitungs-TBM	10,00
Paracuellos	Aufweitungs-TBM	6,00
Uetliberg	Aufweitungs-TBM	20,00
Min.-Wert		3,50
Mittelwert		10,50
Max.-Wert		20,00

Tab. 2-10: Geometrieparameter maximale Überlagerungshöhe Klasse A: Schilddurchmesser $D < 8 \text{ m}$

Projekt	Überlagerungshöhe [m]
Zürich-Glatt	130,0
Sörenberg	550,0
Arrowhead Ost- und Westtunnel	629,4
Caracas	20,0
Min.-Wert	20,0
Mittelwert	332,4
Max.-Wert	629,4

Tab. 2-11: Geometrieparameter maximale Überlagerungshöhe Klasse B: Schilddurchmesser $D \geq 8$ m

Projekt	Überlagerungshöhe [m]
Grauholztunnel	120,0
Bözberg	270,0
Mont Russelin	400,0
Sachseln	150,0
Adlertunnel	150,0
Pomy	60,0
San Pellegrino	270,0
Murgenthal	75,0
Zürich Thalwil	45,0
Trient	140,0
Islisberg	111,0
Genua	342,0
Perschling	62,0
Min.-Wert	45,0
Mittelwert	168,8
Max.-Wert	400,0

Für die Vortriebsparameter wurde die maximale Vorschubkraft analysiert (vgl. Tab. 2-12 und Tab. 2-13).

Tab. 2-12: Vortriebsparameter maximale Vorschubkraft Schild Klasse A: Schilddurchmesser $D < 8$ m

Projekt	max. Vorschubkraft [kN]	Quotient max. Vorschubkraft / Durchmesser Tübbingring [kN/m²]
Sörenberg	16.730,0	1152,0
Arrowhead Ost- und Westtunnel	19.900,0	826,4
Min.-Wert	16.730,0	826,4
Mittelwert	18.315,0	989,2
Max.-Wert	19.900,0	1152,0

Tab. 2-13: Vortriebsparameter maximale Vorschubkraft Klasse B: Schilddurchmesser $D \geq 8$ m

Projekt	max. Vorschubkraft [kN]	Quotient max. Vorschubkraft / Durchmesser Tübbingring [kN/m ²]
Bözberg	80.000,0	757,0
Adlertunnel	74.000,0	627,9
San Pellegrino	85.000,0	812,7
Murgenthal	64.000,0	589,2
Trient	70.613,0	645,7
Islisberg	51.700,0	489,2
Genua	92.630,0	876,5
Perschling	49.270,0	387,7
Min.-Wert	49.270,0	387,7
Mittelwert	70.901,6	648,2
Max.-Wert	92.630,0	876,5

Bei Vergleich der einzelnen Parameter miteinander zeigen sich bis auf eine Ausnahme keine signifikanten Abhängigkeiten. Zum Beispiel lässt sich nicht feststellen, dass bei zunehmender Überlagerung eine größere Tübbingdicke aufgrund anzunehmender höherer Gebirgsspannungen notwendig ist (vgl. Abb. 2-17).

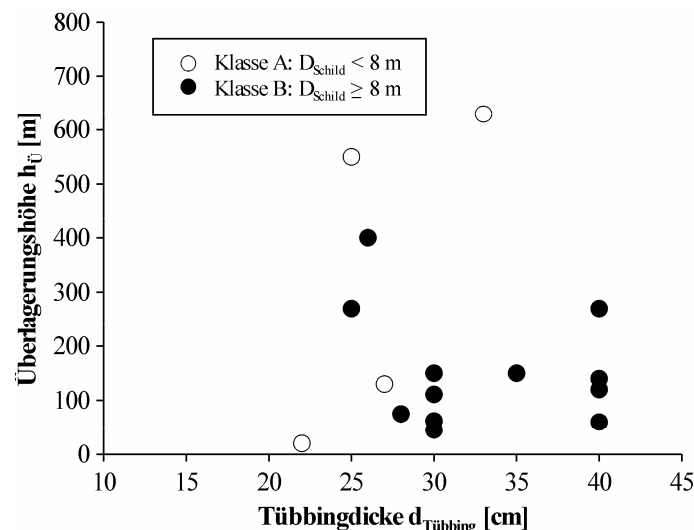


Abb. 2-17: Vergleich Überlagerungshöhe $h_{\bar{u}}$ zur Tübbingdicke $d_{\text{Tübbing}}$

Dagegen ergibt sich im Vergleich zwischen dem Quotienten aus maximaler Vorschubkraft / Durchmesser Tübbingring und der Überlagerungshöhe die Abhängigkeit, dass sich mit zunehmender Überlagerungshöhe ein größerer Quotient $Q_{a, \max}$ ergibt (vgl. Abb. 2-18).

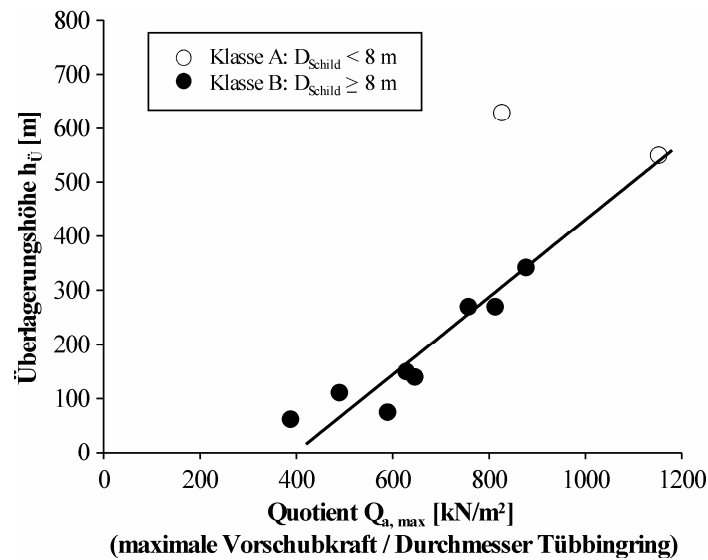


Abb. 2-18: Vergleich Überlagerungshöhe $h_{\text{Ü}}$ zu Quotient $Q_{a, \max}$ aus maximaler Vorschubkraft und Durchmesser Tübbingring

Die Abhängigkeit des Quotienten $Q_{a, \max}$ bezogen auf die Überlagerungshöhe $h_{\text{Ü}}$ lässt sich als linearer Zusammenhang über die nachfolgende Regressionsfunktion Gl. (2-1) beschreiben:

$$\text{Gl. (2-1):} \quad Q_{a, \max} = 1,3994 \times h_{\text{Ü}} + 397,89$$

mit	$Q_{a, \max}$	Quotient maximale Vorschubkraft / Durchmesser Tübbingring	[kN/m]
	$h_{\text{Ü}}$	Überlagerungshöhe	[m]

Der Pearsonsche Korrelationskoeffizient beträgt dabei $r = 0,986$.

3 Grundlagen der mechanischen Modellierung von Festgestein

Die Spannungsverformungseigenschaften eines Festgesteins unterscheiden sich grundsätzlich deutlich von denen eines Lockergesteins. Bei Fels handelt es sich nach DGEG [1975] um einen aus gleich- oder ungleichartigen Festgesteinskörpern bestehendem In-situ-Verband, welcher deutliche Anisotropie und Diskontinuitäten der physikalischen Eigenschaften aufweisen kann. Sehr anschaulich ist die Anisotropie bzw. sind die Diskontinuitäten eines Festgesteins in der Abb. 3-1 zu erkennen.



Abb. 3-1: Sandstein im Killesbergpark, Stuttgart

Entsprechend MAIDL [1998] sind die Eigenschaften eines Felses jedoch nicht gleich der Summe der Gesteinseigenschaften und lassen sich auch nicht durch einen Abminderungsfaktor daraus herleiten.

Im Gegensatz zu den in der Regel isotropen Eigenschaften eines Lockergesteinsbodens kann eine mögliche Anisotropie des Festgesteins aus der gerichteten Orientierung hinsichtlich der Anordnung seiner Gefügeelemente resultieren, was zu einer Richtungsabhängigkeit der physikalischen Eigenschaften führt. Für Fels kommen dabei alle Übergänge zwischen Isotropie und hochgradiger Anisotropie vor (vgl. Abb. 3-2), wobei entsprechend MAIDL [1998] für praktische Probleme im Felsbau auch strukturell anisotrope Gebirgskörper oftmals als physikalisch quasiisotrop angenommen werden können.

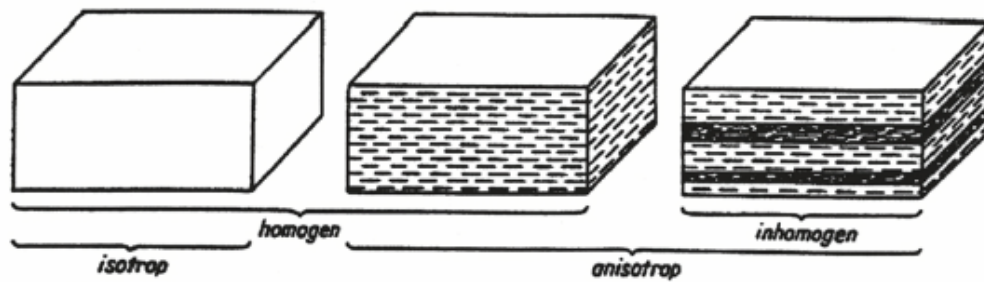


Abb. 3-2: Schematische Darstellung der Begriffe homogen, inhomogen, isotrop und anisotrop, (NEUMANN [1964])

Als isotrop wird ein Körper bezogen auf sein Gefüge definiert, wenn seine Gefügeelemente hinsichtlich ihrer Anordnung keine bevorzugte Orientierung zeigen. Dagegen ist er anisotrop, wenn eine solche Orientierung vorhanden ist. Dabei sind die Begriffe isotrop und anisotrop auf die physikalischen Eigenschaften bezogen. Ebenso kann ein Körper hinsichtlich seiner Homogenität definiert werden. So ist ein Körper homogen, wenn beliebig gleichorientierte und gleichgroße Teilkörper in der Anordnung der Gefügeelemente bzw. in ihren physikalischen Eigenschaften nicht unterscheidbar sind. Andernfalls wird ein solcher Körper als inhomogen bezeichnet.

Die Ursachen anisotroper Eigenschaften des Festgesteins sind im Wesentlichen durch das Auftreten von Trennflächen begründet. Trennflächen, welche in Form von Schicht- und Schieferungsfugen, Klüften oder Störungen auftreten, stellen Diskontinuitäten des Felskörpers dar und bewirken im Bereich ihres Auftretens eine sprunghafte oder unste-tige Änderung der Eigenschaften wie zum Beispiel in der Festigkeit, der Zusammen-drückbarkeit oder auch der Wasserdurchlässigkeit.

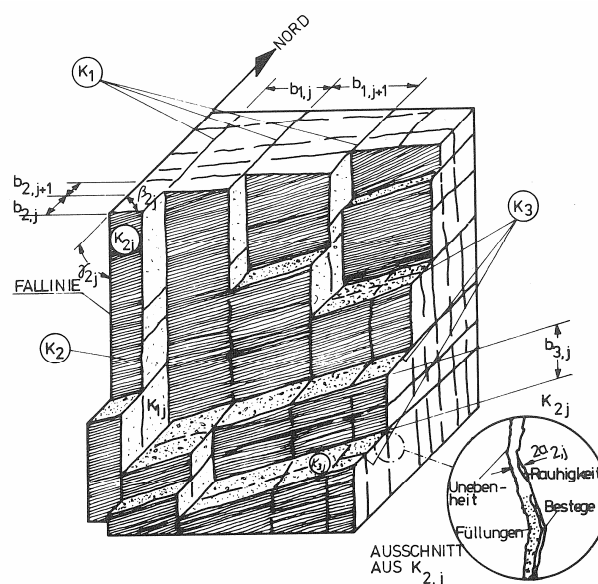


Abb. 3-3: Trennflächen im Fels, (DGEG [1976])

Um das Verhalten eines Festgesteins hinsichtlich des Einflusses solcher Trennflächen modellhaft abbilden zu können, sind Gefügemodelle eine geeignete Darstellungsweise, um das mechanische Verhalten zu veranschaulichen (s. Abb. 3-3).

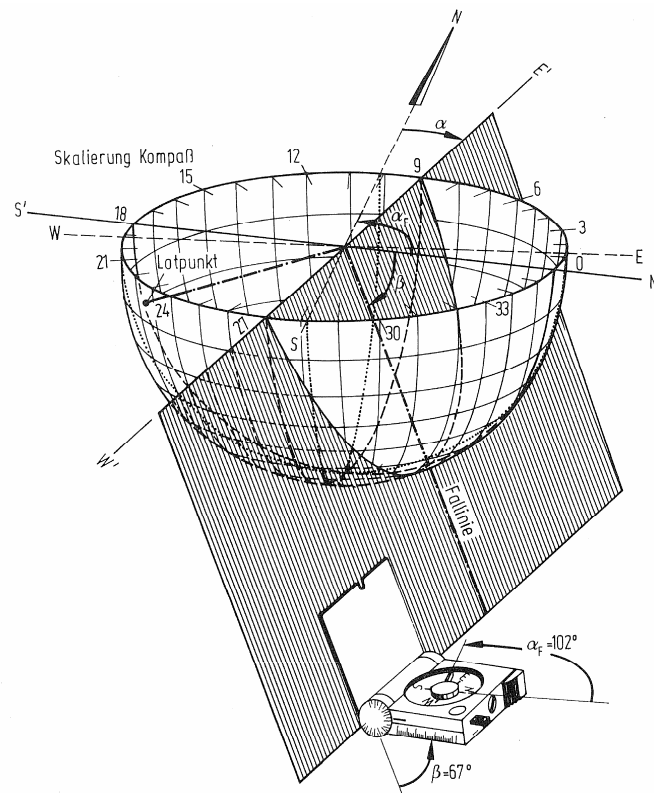


Abb. 3-4: Übertragung einer eingemessenen Trennfläche in die Lagenkugel, (WITTKE [1984])

Die Raumstellung von Trennflächen wird über die in der Geologie übliche Angabe des Streich- und Fallwinkels definiert. Wie in Abb. 3-4 dargestellt, bezeichnet der Streichwinkel α den Winkel zwischen der Höhenlinie einer Trennfläche und der Nordrichtung, gemessen im Uhrzeigersinn. Der Fallwinkel β beschreibt den Winkel zwischen der Falllinie der Trennfläche und der Horizontalen. Alternativ dazu lässt sich die Orientierung einer Trennfläche im Raum anhand der Winkel α_F und β_F wie in Abb. 3-4 festlegen. Der Winkel β_F ist dabei identisch mit dem Fallwinkel β , während α_F den Winkel zwischen der Projektion der Falllinie auf die Horizontale und der Nordrichtung beschreibt. Der Winkel α_F wird daher auch als Richtung des Einfallens bezeichnet.

Nach WITTKE [1984] gelten dabei folgende Zusammenhänge:

$$\begin{aligned} \text{Gl. (3-1):} \quad & \alpha < 270^\circ : \alpha_F = \alpha + 90^\circ \\ & \alpha \geq 270^\circ : \alpha_F = \alpha - 270^\circ \end{aligned}$$

$$\text{Gl. (3-2):} \quad \beta_F = \beta$$

3.1 Stoffgesetze zur mechanischen Modellierung von Festgestein

Das Spannungsverformungsverhalten von Festgestein bzw. geklüfteten Fels kann als verschmiertes Ersatzkontinuum, im Folgenden als Kontinuum bezeichnet, oder Diskontinuum beschrieben werden. Gegenüber der Diskontinuumsmechanik hat die Kontinuumsmechanik den Vorteil, dass die Stoffgesetze numerisch einfacher implementiert werden können. Ebenso gestaltet sich die Bestimmung der erforderlichen Materialparameter relativ einfacher. Die diskrete Modellierung ist dagegen im Vorteil, falls die Verschiebungen und die Rotation einzelner Gesteinskörper maßgebend sind. Im Folgenden werden die Stoffgesetze, welche in der Kontinuumsmechanik verwendet werden, beschrieben, da ein Teil dieser in den vorliegenden Untersuchungen zum Einsatz kam.

Bei den Stoffgesetzen der Kontinuumsmechanik ist zu beachten, dass hier durch die Verschmierung, Materialkennwerte für das Gebirge, die sich aus dem Zusammenspiel zwischen Gesteins- und Trennflächenmaterialeigenschaften ergeben, benötigt werden. In der Praxis werden die Gesteins- und Trennflächenmaterialkennwerte durch Laborversuche ermittelt, da großmaßstäbliche Feldversuche zur Bestimmung der Gebirgsmaterialkennwerte entsprechend aufwendig und kostspielig sind. Daher werden die Gebirgsmaterialkennwerte durch Gebirgsklassifizierungssysteme wie z. B. BIENIAWSKI [1989] abgeleitet.

Bei den Stoffgesetzen für Fels ist zwischen dem elastischen und dem plastischen Spannungsdehnungsverhalten zu differenzieren. Das elastische Spannungsdehnungsverhalten leitet sich aus der Steifigkeit des Gebirges ab, welche sich über den Elastizitätsmodul und die Querdehnzahl als Materialparameter beschreiben lässt. Zum elastischen Spannungsdehnungsverhalten existieren verschiedene Ansätze. Mit dem einfachsten dem linearelastischen isotropen Stoffgesetz lassen sich unter Anwendung des Hooke'schen Gesetzes homogen isotrope Materialien untersuchen.

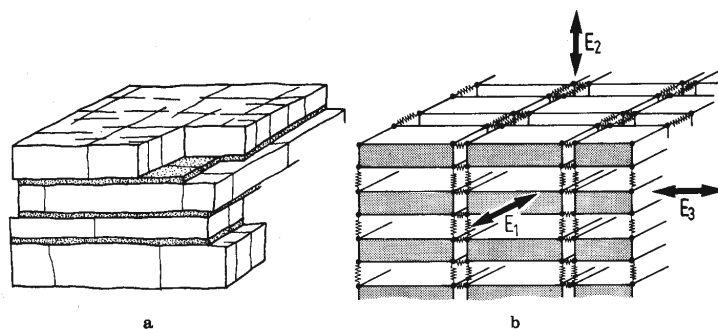


Abb. 3-5: Klüftiger Fels mit orthotropem Spannungsdehnungsverhalten. a) Beispiel; b) Modell, (WITTKE [1984])

Im Gegensatz dazu ermöglicht das linearelastische orthotrope Stoffgesetz, unterschiedliches Verformungsverhalten in drei verschiedene Richtungen zu analysieren (vgl. Abb. 3-5). Auf diese Art kann beispielsweise ein klüftiger Fels simuliert werden, welcher drei senkrecht aufeinander stehende Trennflächenscharen aufweist und somit eine richtungsabhängige Verformbarkeit bedingt (vgl. WITTKE [1984]).

Das linearelastisch transversal isotrope Stoffgesetz stellt einen Sonderfall der Orthotropie dar. Anstatt unterschiedliche Verformungsverhalten in allen drei Richtungen eines betrachteten Koordinatensystems zu berücksichtigen, wird für dieses Stoffgesetz eine isotrope Ebene angenommen, in welcher gleiche Verformungseigenschaften vorherrschen (vgl. WITTKE [1984]). Auf diese Weise lässt sich beispielsweise das Verhalten eines geschieferten Festgesteins simulieren, welches senkrecht zur Gefügeebene eine stärkere Zusammendrückbarkeit aufweist als parallel dazu (s. Abb. 3-6). Im Vergleich zum orthotropen Modell kann die Zahl der unabhängigen Elastizitätskonstanten von neun auf fünf reduziert werden.

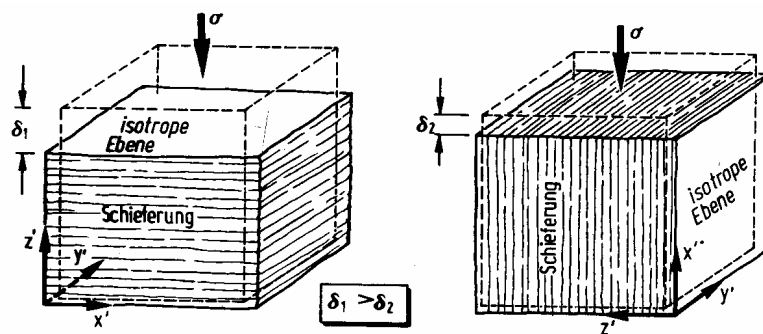


Abb. 3-6: Anisotropie der Verformbarkeit von Gestein mit flächigem Gefüge, (WITTKE [1984])

Ein Bruchzustand bzw. eine irreversible Verformung kann mit elastischen Stoffgesetzen nicht simuliert werden, so dass diese durch ein plastisches Spannungsdehnungsverhalten erweitert werden. Das plastische Spannungsdehnungsverhalten kann durch zeitunabhängige elastoplastische oder zeitabhängige viskoplastische Stoffgesetze erfolgen. Bei den gebräuchlichen elastoplastischen Stoffgesetzen für Festgestein werden die Scherfestigkeiten berücksichtigt. Bei den viskoplastischen Stoffgesetzen erfolgt eine Erweiterung durch den Ansatz von Viskositätsparameter, um so das zeitliche Spannungsdehnungsverhalten simulieren zu können.

Ein häufig verwendetes Stoffgesetz zur Simulation von Fels, welches das plastische Spannungsdehnungsverhalten berücksichtigt, ist das elastoplastische Stoffgesetz mit linearelastisch-idealplastischen Spannungsdehnungsverhalten mit einem Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb. Die Materialparameter sind sehr einfach zu bestimmen und sind

in der Regel als Standardwerte im Baugrundgutachten oder tunnelbautechnischen Gutachten dokumentiert. Eine ausführliche Beschreibung dieses Stoffgesetzes befindet sich im Kapitel 5.

Eine Erweiterung des zuvor genannten Stoffgesetzes stellt das Ubiquitous joint model dar, das im für die vorliegenden Untersuchungen verwendete Programmsystem FLAC^{3D} [2005] implementiert ist und welches die Scherfestigkeitskennwerte und die Orientierung einer Trennflächenschar berücksichtigt. Eine ausführliche Beschreibung dieses Stoffgesetzes findet sich ebenso im Kapitel 5.

Für die Berücksichtigung mehrerer Trennflächen wurden verschiedene Stoffgesetze entwickelt, die sich unter dem Sammelbegriff multilaminare Materialmodelle zusammenfassen lassen. Multilaminare Materialmodelle wurden erstmals von ZIENKIEWICZ UND PANDE [1977], PANDE UND XIONG [1982] und WITTKE [1984] entwickelt. Durch das multilaminare Modell werden durchgehende, regelmäßige und ungefüllte Trennflächenscharen im geklüfteten Gebirge beschrieben. Das elastische Verformungsverhalten des geklüfteten Gebirges wird aus den Verformungseigenschaften von intaktem Fels und der Trennflächen im verschmierten Ersatzkontinuum abgebildet. Erstmals stellte SINGH [1972] Verformungsbeziehungen mit orthogonalen Trennflächenscharen vor. Verformungsmatrizen des geklüfteten Gebirges für geschichtete Trennflächensysteme wurden von GERRARD [1982] und für beliebig orientierte Trennflächensysteme von FOSSUM [1985] hergeleitet. Die Festigkeit im geklüfteten Gebirge wird in den multilaminaren Materialmodellen mit elastoplastischen oder viskoplastischen Materialgesetzen beschrieben.

Verbesserte multilaminare Modelle z. B. von CHEN [1989], CAI UND HORII [1993], KULATILAKE [1993], ZHU UND WANG [1993] oder ODA [1996] versuchen Eigenschaften, wie Volumenanteil, Orientierung, Ausdehnung und Öffnungsweiten der Trennflächen, mittlerer Trennflächenabstand oder die Normal- und Schersteifigkeitsverhältnisse der Trennflächen, auf das Spannungsverformungsverhalten des geklüfteten Gebirges oder bei der Spannungsermittlung in den Trennflächen zu berücksichtigen. Allerdings konnten sich bis jetzt diese aufwendigen Stoffgesetze nicht durchsetzen, da die erforderlichen Kennwerte sehr zahlreich und sehr aufwendig zu bestimmen sind bzw. teilweise nur geschätzt werden können.

3.2 Mechanische Kenngrößen für Festgestein

Gesteinswerte aus dem Labor können nicht direkt auf das Gebirge übertragen werden. Nur im seltenen Fall eines homogenen und isotropen Gebirges ist dies möglich. Wegen der zahlreichen Einflussfaktoren, die das Gebirgsverhalten bestimmen und der Verschiedenartigkeit der Gesteine, ist es auch nicht möglich, verbindliche Kennwerte für einen Gebirgstyp in Form einer DIN oder ähnlichem festzulegen.

Für jedes Bauvorhaben ist es daher erforderlich, Laborversuche zur Bestimmung der Kennwerte für das Gestein und für die Trennflächen sowie Feldversuche zur Bestimmung der Kennwerte für das Gebirge durchzuführen. Wobei anzumerken ist, dass die Bestimmung der Kennwerte für das Gebirge speziell für die Scherfestigkeiten sehr aufwendig und kostenintensiv ist. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde als Grundlage für die durchgeführten numerischen Analysen eine umfangreiche Literaturrecherche durchgeführt, dessen Ergebnisse im Anhang A zu finden sind. Ziel der Literaturrecherche war es, die Bandbreite der Kenngrößen zur Beschreibung des Materialsverhaltens zu definieren. Die Recherchen bezogen sich dabei auf die Felsarten Sand- und Kalkstein, da dies die Felsarten sind, in denen ein Großteil der unter Kap. 2 dargestellten Projekte mittels TBM-S aufgefahen wurden.

In Tab. 3-2 und Tab. 3-3 findet sich die Zusammenfassung der im Anhang A dargestellten mechanischen Kennwerte für Sand- und Kalkstein. Des Weiteren sind in Tab. 3-1 Beispiele einiger Scherfestigkeitsparameter von Kluftzwischenmitteln aufgeführt.

Tab. 3-1: Beispiele einiger Scherfestigkeitsparameter von Kluftzwischenmitteln

Bezeichnung	Herkunft	Reibungswinkel Kluftzwischen- mittel [°]	Kohäsion c' Kluftzwischen- mittel [MN/m ²]	Quelle
Steifer Ton	-	10 - 20	0,1	HOEK UND BRAY [1974]
Weicher Ton	-	5 - 7	0,025	HOEK UND BRAY [1974]
Calcit, zerschert	-	20 - 27	-	HOEK UND BRAY [1974]
Tonsteinzerreibsel	-	14 - 22	-	HOEK UND BRAY [1974]



Abb. 3-7: Bohrchip aus Sandstein, Islisbergtunnel, Schweiz

Tab. 3-2: Kenngrößen Sandstein

Kenngröße	Einheit	min. Wert	max. Wert
Raumgewicht	[t/m ³]	1,9	2,89
Elastizitätsmodul			
Gestein	[MN/m ²]	1.900	42.000
Gestein x (transversale Isotr.)	[MN/m ²]	15.700	15.700
Gestein y (transversale Isotr.)	[MN/m ²]	9.600	9.600
Gebirge	[MN/m ²]	1.500	19.500
Gebirge, parall. Schichtung	[MN/m ²]	1.800	10.900
Gebirge, senkr. Schichtung	[MN/m ²]	1.300	19.000
Querdehnzahl	[-]	0,07	0,38
Querdehnzahl yx	[-]	0,28	0,28
Querdehnzahl zx	[-]	0,21	0,21
Einaxiale Druckfestigkeit	[MN/m ²]	10	290
Zugfestigkeit	[MN/m ²]	0,3	17
Scherfestigkeiten			
Reibungswinkel Gestein	[°]	27,8	29
Reibungswinkel Restscherfestigkeit Gestein	[°]	-	-
Kohäsion Gestein	[MN/m ²]	2	27,2
Kohäsion Restscherfestigkeit Gestein	[MN/m ²]	5,4	5,4
Reibungswinkel Gebirge	[°]	45	60
Reibungswinkel Restscherfestigkeit Gebirge	[°]	-	-
Kohäsion Gebirge	[MN/m ²]	0,1	1,0
Kohäsion Restscherfestigkeit Gebirge	[MN/m ²]	-	-



Abb. 3-8: Bohrchip aus Kalkstein, Nordtunnel bei Trient, Italien

Tab. 3-3: Kenngrößen Kalkstein

Kenngröße	Einheit	min. Wert	max. Wert
Raumgewicht	[t/m ³]	1,55	2,85
Elastizitätsmodul			
Gestein	[MN/m ²]	1.900	92.000
Gestein x (transversale Isotr.)	[MN/m ²]	39.000	39.000
Gestein y (transversale Isotr.)	[MN/m ²]	36.000	36.000
Gebirge	[MN/m ²]	6.000	32.400
Gebirge, parall. Schichtung	[MN/m ²]	-	-
Gebirge, senkr. Schichtung	[MN/m ²]	-	-
Querdehnzahl	[-]	0,1	0,37
Querdehnzahl yx	[-]	0,18	0,18
Querdehnzahl zx	[-]	0,25	0,25
Einaxiale Druckfestigkeit	[MN/m ²]	4	362
Zugfestigkeit	[MN/m ²]	1,58	33,5
Scherfestigkeiten			
Reibungswinkel Gestein	[°]	30	42
Reibungswinkel Restscherfestigkeit Gestein	[°]	-	-
Kohäsion Gestein	[MN/m ²]	1,5	42,6
Kohäsion Restscherfestigkeit Gestein	[MN/m ²]	12,2	12,2
Reibungswinkel Gebirge	[°]	11	40
Reibungswinkel Restscherfestigkeit Gebirge	[°]	13	15
Kohäsion Gebirge	[MN/m ²]	0	0,7
Kohäsion Restscherfestigkeit Gebirge	[MN/m ²]	0	0

4 Berechnungsverfahren für maschinelle Tunnelvortriebe im Festgestein

Bei der Bemessung von Tunnelvortrieben im Festgestein liegen zurzeit noch keine Verfahren vor, die in maschinelle oder konventionelle Vortriebe unterscheiden. Vielmehr werden Verfahren, die im Zusammenhang mit konventionellen Tunnelvortrieben entwickelt wurden, auf maschinelle Vortriebe übertragen. Hierzu existieren zahlreiche Bemessungsmodelle. Einen Großteil dieser Bemessungsmodelle stellte IFTIME [1994] in einer Übersicht zusammen (vgl. Abb. 4-1). In dieser Zusammenstellung lässt sich sehr gut die Bandbreite der einzelnen Bemessungsmodelle bzw. -verfahren und deren vereinfachte Berechnungsansätze erkennen.

Bei einigen Bemessungsmodellen wird der Tunnel als ein Bogen- oder Rahmenwerk ohne Verbundwirkung zwischen Gebirge und Sicherung abgebildet. Als Belastung des Tunnels wird der Überlagerungsdruck bzw. Abminderungen davon entsprechend verschiedener Gebirgsdrucktheorien berücksichtigt. Des Weiteren gibt es Bemessungsmodelle bei denen das Bogen- oder Rahmenwerk durch eine elastische Federung gebettet wird, um so eine Interaktion mit dem Gebirge zu simulieren. Bemessungsmodelle bilden das Gebirge als ein Kontinuum durch eine gelochte Scheibe ab (vgl. Kap. 1.1). Dabei ist zwischen analytischen und numerischen Berechnungsansätzen zu unterscheiden.

Eine weitere Unterscheidung bei der Dimensionierung ist in der Bemessungsphilosophie, welche zwischen Widerstands- und Ausweichprinzip differenziert, zu sehen. Beim Widerstandsprinzip werden die Gebirgsverformungen durch einen Ausbau, der den Gebirgsdruck schadlos aufnehmen kann, verhindert. Dagegen werden beim Ausweichprinzip die Gebirgsverformungen hingenommen und deshalb ein Überprofil ausgebrochen sowie der Ausbau nachgiebig gestaltet (vgl. KOVARI [1997]). Dementsprechend lassen sich die Bemessungsmodelle, bei denen der Tunnel als Bogen- oder Rahmenwerk ohne Verbundwirkung zwischen Gebirge und Sicherung berechnet wird, dem Widerstandsprinzip bzw. das Kennlinienverfahren, welches auf dem Prinzip der gelochten Scheibe beruht, dem Ausweichprinzip zuordnen.

In Kap. 8 erfolgt ein Vergleich der im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Berechnungsansätze mit vorhandenen Ansätzen, welche für die zuvor beschriebenen Bemessungsmodelle verwendet werden. In den folgenden Abschnitten 4.1 und 4.2 werden verschiedene Gebirgsdrucktheorien, die in der Praxis und Wissenschaft eingeführt sind, dargestellt. Ebenso wird das Kennlinienverfahren näher betrachtet.

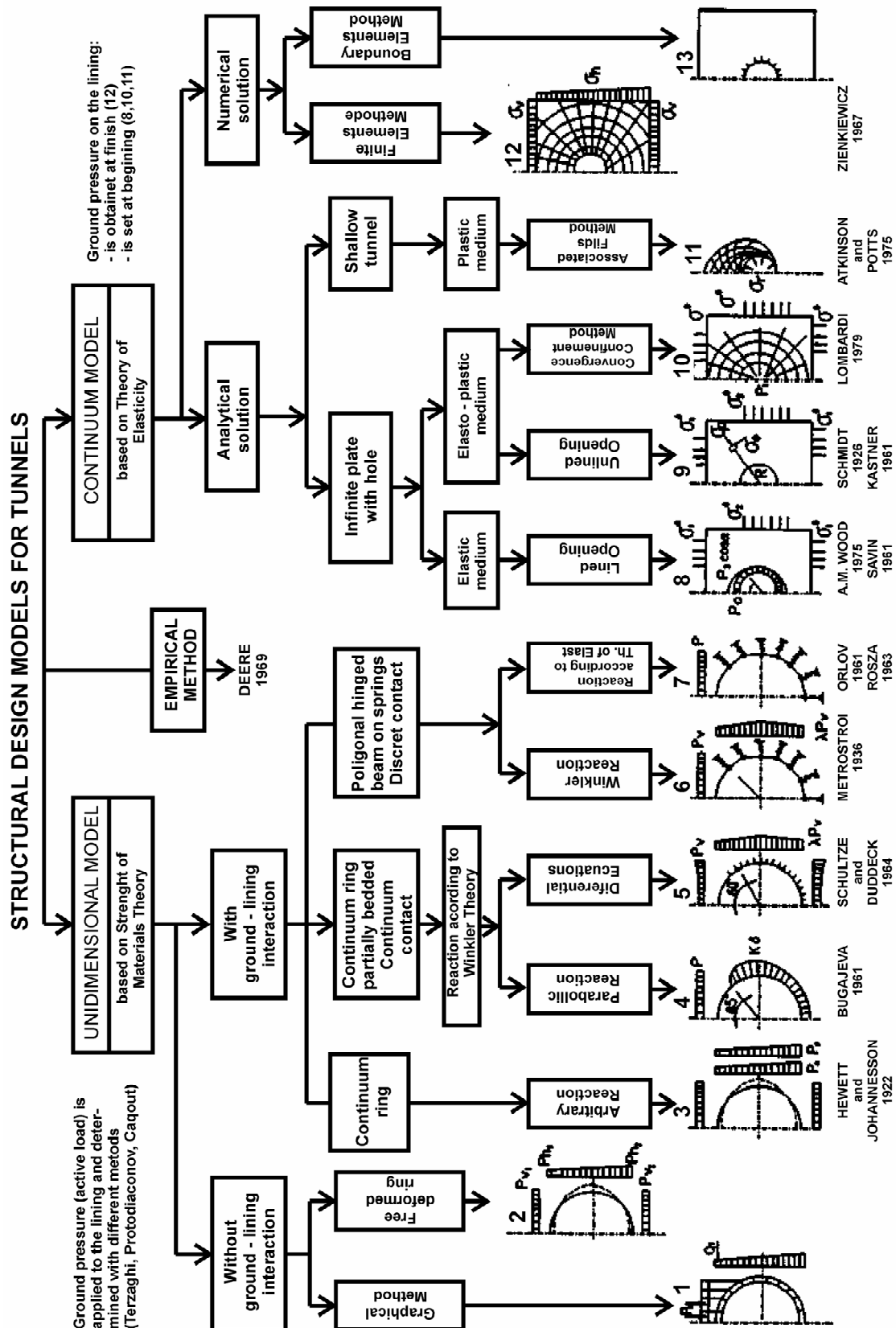


Abb. 4-1: Bemessungsmodelle für Tunnelbauwerke, (IFTIMIE [1994])

4.1 Gebirgsdrucktheorien

Die „Gebirgsdruckerscheinungen“ lassen sich nach KOVARI [1986a] in den Auflockerungsdruck, Quelldruck und echten Gebirgsdruck differenzieren, welche sich grundlegend im Mechanismus unterscheiden.

Der Auflockerungsdruck im Fels ergibt sich durch das Vorhandensein von Fehlstellen z. B. Klüftung und zeigt sich nach KOVARI [1986a] vornehmlich im Firstbereich. Dabei kommt es zur Bildung von Bruchkörpern, die den Ausbau durch das Eigengewicht des Bruchkörpers belasten. Die Bruchkörperbildung ist das Ergebnis eines progressiven Bruches und damit verformungsbedingt.

Der Quelldruck entsteht infolge z. B. verhinderter Sohlhebung in ton- und anhydrithaltigen Gesteinsformationen (vgl. KOVARI [1986a]).

Beim echten Gebirgsdruck zeigt sich nach SZECHY [1969] durch Bruchverformungen, wie Bergschlag oder von Ulmen ausgehende Gesteinsablösungen, oder in Form eines langsamen plastischen Fließens durch nach innen gerichtete Verschiebungen, die gegebenenfalls mit Stauchungen in Firste und Sohle verbunden sein können. Beim echten Gebirgsdruck handelt es sich nach SZECHY [1969] um einen Entlastungsvorgang des Gebirges zur Verteilung der durch den Tunnelausbruch geschaffenen Spannungsspitzen in weitere Bereiche des Gebirges. Der Abbau der Spannungsspitzen darf als Selbsthilfe des Gebirges betrachtet werden, indem weitere Bereiche des Gebirges zum Mittragen herangezogen werden. Das Bild der Spannungsverteilung quer zur Tunnelvortriebsrichtung zeigt ein Ansteigen von Null am Ausbruchsrand bis zu einer Spitze, die an der Grenze zwischen plastischer und elastischer Zone erreicht wird. Wenn es dadurch zu Brüchen kommt, ist man beim Auflockerungsdruck. Wenn sich aber der Vorgang länger abspielt und sich das Gebirge plastisch verhält, so muss während des Verformungsvorgangs mit dem echten Gebirgsdruck gerechnet werden (vgl. SZECHY [1969]).

In Tab. 4-1 sind in chronologischer Reihenfolge verschiedene Gebirgsdruckansätze bzw. Autoren in einer Übersicht zusammengefasst. Die Tabelle ist dabei untergliedert in Ansätze für den Vertikal-, Seiten- und Sohlldruck. Beim Vertikalldruck ist zu unterscheiden in Ansätze, die die Tiefenlage des Tunnelbauwerks berücksichtigen und Ansätze, die die Tiefenlage vernachlässigen. Bei den Ansätzen für den Sohlldruck ist zu beachten, dass diese für Tunnelbauwerke mit offener Sohle entwickelt wurden und somit nicht auf Tunnelbauwerke mit geschlossener Sohle übertragbar sind.

Tab. 4-1: Gebirgsdruckansätze

Art des Gebirgsdrucks	Autor
Vertikaldruck bei Berücksichtigung der Tiefenlage	BIERBAUMER [1913]
	SUQUET [1920]
	MAILLART [1923]
	JAKY [1925]
	ESZTO [1939]
	TERZAGHI [1946]
	BALLA [1963]
Vertikaldruck bei Vernachlässigung der Tiefenlage	ENGESSER [1882]
	FORCHHEIMER [1882]
	RITTER [1879]
	KOMMERELL [1940]
	HAROSY [1958]
	SZECHY [1963]
	PROTODJAKONOW (s. SZECHY [1969])
Seitendruck	LOOS UND BRETH [1947]
	BONNARD [1960]
	HOUSKA [1960]
Sohldruck	TERZAGHI [1946]
	ZIMBARJEWITSCH (s. SZECHY [1969])

Nachfolgend werden im Abschnitt 4.1.1 bis 4.1.4 die gebräuchlichsten bzw. am häufigsten in der Praxis verwendeten Gebirgsdruckansätze ausführlicher beschrieben.

4.1.1 Überlagerungsdruck und Seitendruck

Die Belastungsansätze für den Vertikaldruck p_v (vgl. Abb. 4-2) gehen nach MAIDL [1988a] bei der Idealisierung eines elastisch-isotropen Halbraums von dem Überlagerungsdruck nach Gl. (4-1) aus.

Gl. (4-1): $p_v = \gamma h_{\bar{u}}$

mit $h_{\bar{u}}$ Überlagerungshöhe
 γ Wichte des Gesteins oder des Bodens

Dieser Überlagerungsdruck wird dann bei ausreichend großen Überdeckungen z. B. über den Ansatz nach TERZAGHI [1946] (vgl. Kap. 4.1.2) abgemindert.

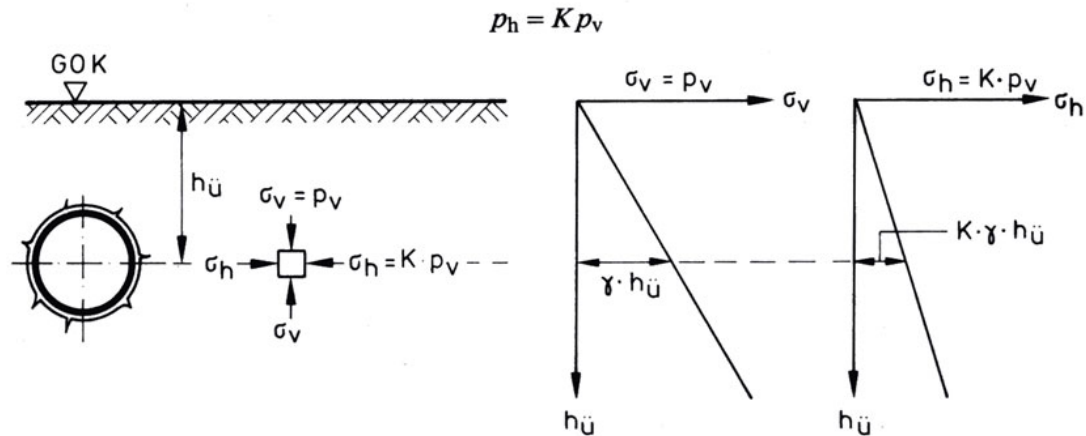


Abb. 4-2: Hauptspannungszustand für einen Tunnel aus dem Überlagerungsdruck $p_v = \gamma h_{\bar{u}}$ im elastisch-isotropen Halbraum, (MAIDL [1988a])

Der Seitendruck p_h , der als horizontale Belastung auf den Tunnel angesetzt wird, lässt sich vereinfacht über den Seitendruckbeiwert K bestimmen, der das Verhältnis zwischen dem Seitendruck p_h und den Vertikaldruck p_v darstellt. Für Festgesteine wird bei angenommener Isotropie des Gebirges der Seitendruckbeiwert über die Querdehnzahl μ nach Gl. (4-2) bestimmt.

$$\text{Gl. (4-2):} \quad K = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

4.1.2 Vertikaler Gebirgsdruck nach TERZAGHI [1946]

Eine sehr verbreitete Gebirgsdrucktheorie, welche auch unter der Bezeichnung Silo-drucktheorie bekannt ist, wurde von TERZAGHI [1946] für Tunnel und Stollen für kohäsionslosen und trockenen Boden abgeleitet (vgl. Abb. 4-3).

Die Grundgleichung von TERZAGHI [1946] lässt sich auf einen Kohäsionsboden erweitern (vgl. Gl. (4-3)). In diese Gleichung gehen die halbe Silobreite b_1 (vgl. Gl. (4-4)) und die Höhen h_1 und h_2 ein (vgl. Gl. (4-6)). Dabei bezeichnet h_1 die Höhe über der eine Gewölbewirkung auftritt und h_2 die Höhe über der es zu keiner Gewölbewirkung kommt. Ist die Überlagerungshöhe $h_{\bar{u}}$ kleiner oder gleich dem fünffachen Wert der halben Silobreite b_1 , so verliert der vertikale Gebirgsdruck σ'_v seine Abhängigkeit von der Überlagerungshöhe $h_{\bar{u}}$ (vgl. Gl. (4-6)). Als Materialparameter für den Untergrund gehen in die Gl. (4-3) die Wichte γ und die effektiven Scherfestigkeiten φ' und c' des Bodens ein. Dazu ist anzumerken, dass sich mit zunehmender Kohäsion c' des Bodens der Gebirgsdruck auf Null reduziert bzw. rechnerisch Zugspannungen ergeben.

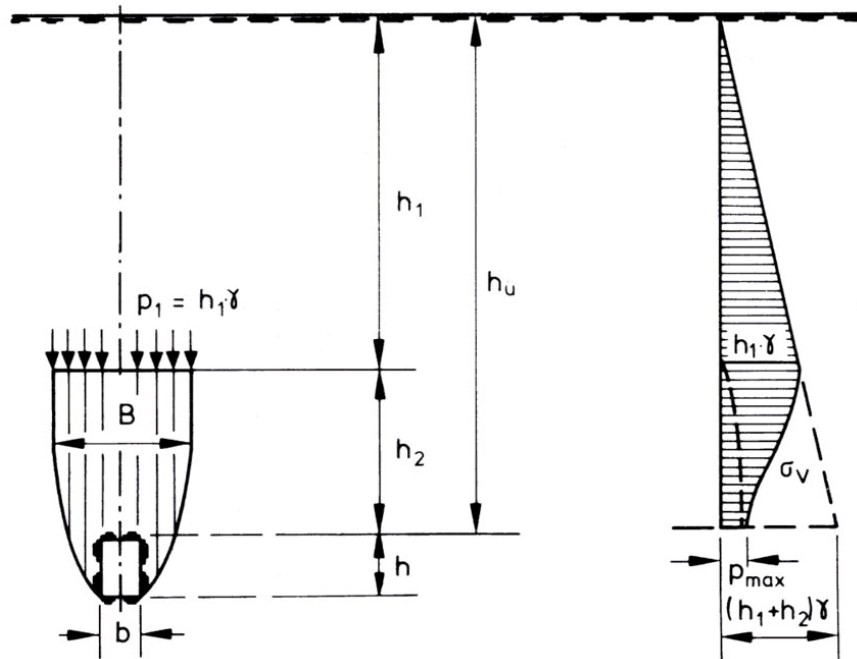


Abb. 4-3: Gebirgsdruck in größeren Tiefen, (TERZAGHI [1946])

$$\text{Gl. (4-3):} \quad \sigma'_v = \frac{b_1 \gamma - c'}{k_{\text{Silo}} \tan \varphi'} \left(1 - e^{-k_{\text{Silo}} \tan \varphi' \frac{h_1}{b_1}} \right) + (p + h_2 \gamma) e^{-k_{\text{Silo}} \tan \varphi' \frac{h_1}{b_1}}$$

mit	B	Silobreite
	b_1	halbe Silobreite
	h_1	Höhe, über der eine Gewölbebildung auftritt
	h_2	Höhe, über der es zu keiner Gewölbebildung kommt
	k_{Silo}	Seitendruckbeiwert im Silo
	φ'	Reibungswinkel des dränierten Bodens
	c'	Kohäsion des dränierten Bodens
	γ	Wichte des Bodens
	p	Oberflächenlast

$$\text{Gl. (4-4):} \quad b_1 = \frac{r}{\tan\left(\frac{\vartheta}{2}\right)}$$

mit b_1 halbe Silobreite
 r Tunnelradius

$$\text{Gl. (4-5):} \quad \vartheta = 45^\circ + \frac{\varphi'}{2}$$

$$\begin{aligned} \text{Gl. (4-6):} \quad & h_{\bar{u}} \leq 5 b_1 : h_1 = h_{\bar{u}}; h_2 = 0 \\ & h_{\bar{u}} > 5 b_1 : h_1 = 5 b_1; h_2 = h_{\bar{u}} - h_1 \end{aligned}$$

mit $h_{\bar{u}}$ Überlagerungshöhe

4.1.3 Vertikaler Gebirgsdruck nach PROTODJAKONOW

PROTODJAKONOW (nach SZECHY [1969]) stellte eine Gebirgsdrucktheorie auf, in dem er die Festigkeit des natürlichen Gewölbes bestimmte, die sich im Gebirge ausbildet. Im Gegensatz zur Gebirgsdrucktheorie von TERZAGHI [1946] vernachlässigt diese Gebirgsthese die Tiefenlage des Tunnelbauwerkes. Nach PROTODJAKONOW (nach SZECHY [1969]) bildet sich über einem Hohlraum ein Gewölbe aus, welches im Gleichgewicht ist, wenn längs der Stützzlinie ABC (vgl. Abb. 4-4) ausschließlich Druckspannungen aber keine Biegemomente auftreten.

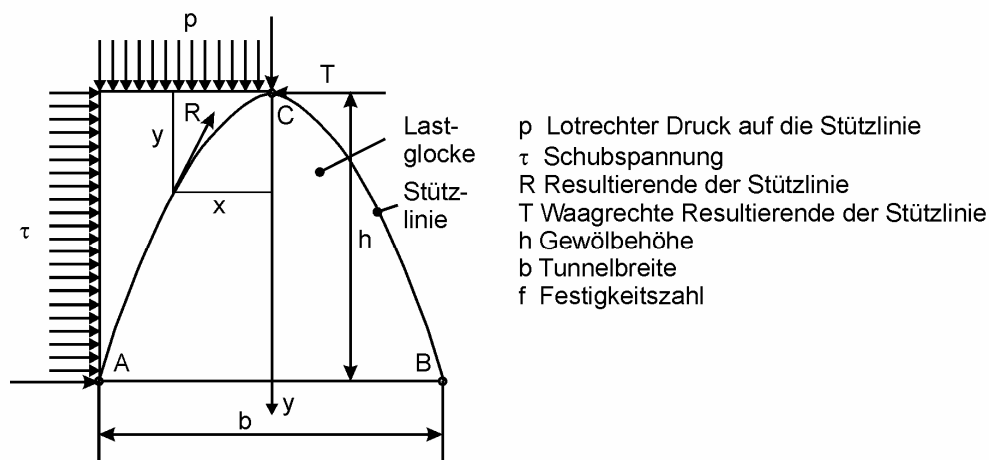


Abb. 4-4: Belastungsfigur der Lastglocke nach M. M. Protodjakonow, (MAIDL [1988a])

Das Gewölbe bzw. die Belastungsfigur lässt sich über eine Parabel beschreiben. Die Höhe h der Parabel ermittelt sich aus der Tunnelbreite b und einem gewählten Festigkeitsbeiwert f (vgl. Gl. (4-7)).

$$\text{Gl. (4-7):} \quad h = \frac{b}{2f}$$

mit	h	Gewölbehöhe
	b	Tunnelbreite
	f	Festigkeitszahl

Der Festigkeitsbeiwert f kann für ein körniges Material über die Gl. (4-8), für ein bindiges Material über die Gl. (4-9) und für einen Fels über die Gl. (4-10) ermittelt werden.

$$\text{Gl. (4-8):} \quad f = \tan \varphi$$

mit	φ	Reibungswinkel
-----	-----------	----------------

$$\text{Gl. (4-9):} \quad f = \tan \varphi + \frac{c}{\sigma_d}$$

mit	φ	Reibungswinkel
	c	Kohäsion
	σ_d	Einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins

$$\text{Gl. (4-10):} \quad f = \frac{\sigma_n}{100}$$

mit	σ_n	Würfeldruckfestigkeit des Gesteins
-----	------------	------------------------------------

Ebenso legte PROTODJAKONOW (nach SZECHY [1969]) für verschiedene Gebirgsarten und deren Beschaffenheit Festigkeitszahlen fest (vgl. Tab. 4-2).

Tab. 4-2: Festigkeitszahlen nach PROTODJAKONOW (nach SZECHY [1969])

Klasse	Widerstandsgrad	Gebirgsart und Beschaffenheit	Raumgewicht [kg/m ³]	Bruchfestigkeit [kg/cm ²]	Festigkeitszahl f
I.	Größter	Feste, dichte Quarzite, Basalte und andere Restgesteine von außergewöhnlicher Festigkeit	2800	2000	20
II.	Sehr groß	Fester Granit, Quarzporphyr, Quarzschiefer, sehr widerstandsfähige Sand- und Kalksteine	2600-2700	1500	15
III.	Groß	Granitartige Gesteine, Sand- und Kalksteine von großer Festigkeit, feste Konglomerate	2500-2600	1000	10
IIIa.	Groß	Kalkstein, verwitterter Granit, feste Sandsteine, Marmor, Pyrit	2500	800	8
IV.	Mäßig groß	Normaler Sandstein	2400	600	6
IVa.	Mäßig groß	Sandstein-Schiefer	2300	500	5
V.	Mittelmäßig	Tonschiefer, Sand- und Kalksteine geringer Festigkeit, lockere Konglomerate	2400-2800	400	4
Va.	Mittelmäßig	Verschiedene Schieferarten, dichter Mergel	2400-2600	300	3
VI.	Mäßig locker	Lockerer Schiefer und sehr lockerer Kalkstein, Gyps, Gefrierboden, gewöhnlicher Mergel, zerklüfteter Sandstein, zementierter Kies und Geröll mit Steinen beigemengter Boden	2200-2600	150-200	2
VIa.	Mäßig locker	Kiesboden, gebräucher und zerklüfteter Schiefer, verdichtetes Geröll und Kies mit hartem Ton	2200-2400	-	1,5
VII.	Locker	Fester Ton, bindiges Geschiebe, Tonboden	2000-2200	-	1,0
VIIa.	Locker	Lockerer Lehm, Löß, Kies	1800-2000	-	0,8
VIII.	Bodenarten	Landwirtschaftlicher Boden, Moorboden, weicher Lehm, wassergesättigter Sand	1600-1800	-	0,6
IX.	Kohäsionslose Böden	Sand, Feinkies, Aufschüttung	1400-1600	-	0,5
X.	Plastische Böden	Schluffboden, modifizierter Löß und andere Bodenarten in flüssigem Zustand	-	-	0,3

Die Parabelfläche F , das Gewicht P der Lastglocke und der maximale Druck p_{\max} berechnen sich über die Gl. (4-11) und Gl. (4-12) bzw. Gl. (4-13).

$$\text{Gl. (4-11):} \quad F = \frac{2}{3} b h$$

$$\text{Gl. (4-12):} \quad P = \frac{1}{3} \gamma \frac{b^2}{f}$$

$$\text{Gl. (4-13):} \quad p_{\max} = \frac{1}{2} \gamma \frac{b}{f}$$

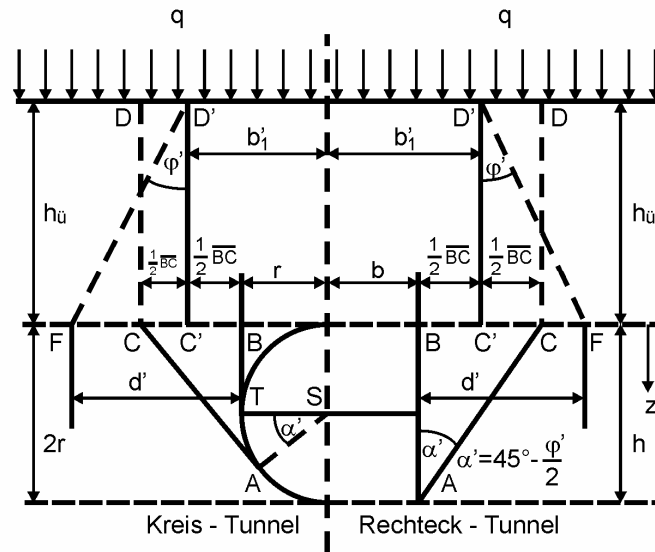
mit	b	Tunnelbreite
	h	Gewölbehöhe
	γ	Wichte Gebirge
	f	Festigkeitszahl

4.1.4 Seitlicher Gebirgsdruck nach HOUSKA [1960]

HOUSKA [1960] entwickelte für das Kreisprofil die Gebirgsdruckansätze von TERZAGHI [1946] auf Grundlage durchgeführter Messungen weiter. Dabei verteilte er die vertikalen Drücke von der Firste zusätzlich auf die Ulmen (vgl. Abb. 4-5). Daraus resultierte ein größerer Seiten- bzw. Horizontaldruck (vgl. Gl. (4-14)) als nach TERZAGHI [1946].

$$\text{Gl. (4-14):} \quad \sigma'_h = ((h_u + r) \gamma + p) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) - 2 c' \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

mit	h_u	Überlagerungshöhe
	r	Tunnelradius
	φ'	Reibungswinkel des dränierten Bodens
	c'	Kohäsion des dränierten Bodens
	γ	Wichte des Bodens
	p	Oberflächenlast



- σ_z Senkrechter Scheiteldruck
 q Gleichförmige Belastung der Geländeoberfläche
 σ' Zusätzliche Belastung der Gleitkeile
 σ_x Waagrechter Seitendruck in der Tiefe z

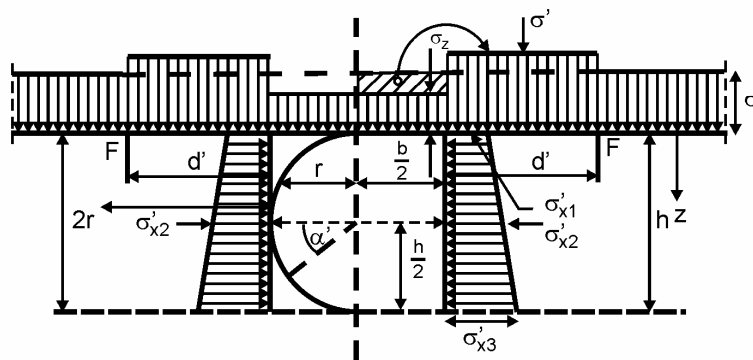


Abb. 4-5: Belastungsansatz im Lockergestein, nach J. Houska, (MAIDL [1988a])

4.2 Kennlinienverfahren

Das Kennlinienverfahren beruht auf dem Prinzip der elastischen gelochten Scheibe. Nach PACHER [1964] ergibt sich die Kennlinie eines Gebirges aus der Verformungslinie des Lochrandes der elastischen gelochten Scheibe bei einer konstanten äußeren Belastung aus dem Primärspannungszustand mit einer stufenweise vorgegebenen Deformation des Lochrandes oder mit schrittweise entlastendem Innendruck, der den Ausbau simuliert (vgl. Kap. 1.1).

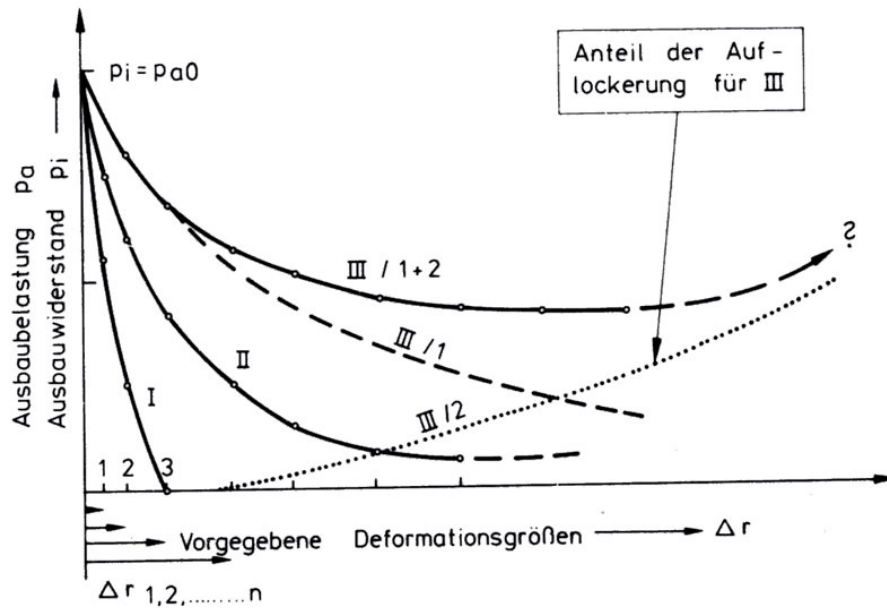


Abb. 4-6: Fenner-Pacher Kennlinien verschiedener Gebirgsarten aufgrund stufenweise vorgegebener Deformationen des Lochrandes Δr , (PACHER [1964])

In Abb. 4-6 sind Kennlinien für verschiedene Gebirgsarten dargestellt. Dabei zeigt die Kennlinie I ein Gebirge, welches ohne einen Ausbau standfest ist. Die Kennlinie II zeigt ein nachbrüchiges Gebirge und die Kennlinie III/1+2 ein druckhaftes Gebirge, welches zu einem bestimmten Zeitpunkt gesichert werden muss, damit es nicht zum Verbruch kommt.

Während bei einem standfesten Gebirge keine Sicherung notwendig ist, wird zur Dimensionierung des Ausbaus bei einem nachbrüchigen oder druckhaften Gebirge die Gebirgskennlinie mit der Ausbaukennlinie überlagert, so dass sich die beiden Kennlinien schneiden. Dabei stellt die Ausbaukennlinie die Deformation bei zunehmendem Gebirgsdruck dar. Um einen wirtschaftlichen Ausbau bemessen zu können, wird versucht, den Ausbau so spät wie möglich einzubauen, so dass sich die Spannungen im Gebirge abbauen können und somit der Ausbau dementsprechend gering belastet wird. Eingeschränkt wird diese Forderung durch drei Randbedingungen. Zum einen muss der Ausbau eingebaut werden, bevor es zum Verbruch kommt. Zum anderen kann die Begrenzung der Größe der Verschiebung im Hohlraumbereich z. B. aufgrund des einzuhaltenden Lichtraumprofils eine Randbedingung darstellen. Des Weiteren spielt das Bauverfahren eine wesentliche Rolle. Eine nachgiebige Sicherung wie z. B. eine Spritzbetonsicherung im konventionellen Tunnelbau, bei der der Spritzbeton beim Einbau noch nicht seine Endfestigkeit aufweist oder sich der Spritzbeton durch Schwind- und Kriechvorgänge zeitlich noch weiter verformen kann, ist anders zu berücksichtigen als z. B. bei einem maschinellen Tunnelvortrieb mit einer Tübbingsicherung. Bei einer

Tübbingsicherung ist der Zeitpunkt des Einbaus in Abhängigkeit von der Maschinenteknik bzw. der Maschinengeometrie genau definiert. Ebenso ist die Endfestigkeit der Tübbinge bzw. ein Verformen der Sicherung zeitlich stark begrenzt. In Abb. 4-7 ist zur Anschauung der komplexe Bauablauf eines Kalottenvortriebs dargestellt. Darin werden die Kennlinien für das elastische und plastische Deformationsverhalten während der Ausbruch- und Sicherungsphasen gezeigt.

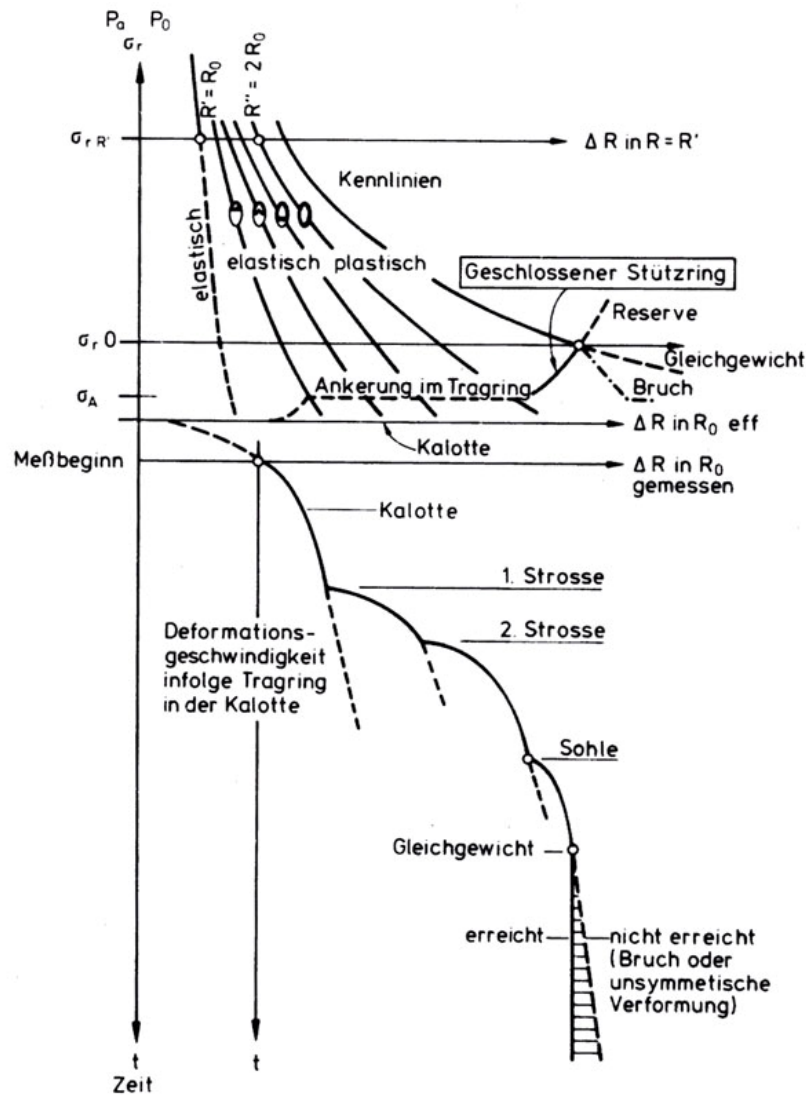


Abb. 4-7: Kennlinien und Deformationsablauf in Abhängigkeit vom Ausbauvorgang, (PACHER [1976])

Analytische Berechnungsansätze für das Kennlinienverfahren finden sich in KOLYMBAS [1998]. Der elastische Anteil der Gebirgskennlinie $u|_{r_0}$ berechnet sich danach über Gl. (4-15).

$$\text{Gl. (4-15):} \quad u|_{r_0} = r_0 \frac{\sigma_\infty}{2G} \left(1 - \frac{p}{\sigma_\infty} \right)$$

$$\text{Gl. (4-16):} \quad \sigma_\infty = \gamma h$$

$$\text{Gl. (4-17):} \quad G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

mit	r_0	Tunnelradius
	γ	Wichte Gebirge
	h	Überlagerungshöhe
	E	Elastizitätsmodul Gebirge
	G	Schubmodul Gebirge
	μ	Querdehnzahl Gebirge

Für den Bereich, in dem das Gestein anfängt plastisch deformiert zu werden, kann der Ausbauwiderstand p^* durch Gl. (4-18) ermittelt werden.

$$\text{Gl. (4-18):} \quad p^* = \frac{2}{K_p + 1} \sigma_\infty$$

$$\text{Gl. (4-19):} \quad K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Zur Ermittlung des plastischen Anteils des Gebirges für ein kohäsives Gebirge kommt die Gl. (4-20) zur Anwendung.

$$\begin{aligned} \text{Gl. (4-20):} \quad u|_{r_0} = r_0 & \left[\frac{\sigma_\infty (1 - \sin \varphi) - c (\cos \varphi - \cot \varphi)}{p + c \cot \varphi} \right]^{\frac{2-b}{(K_p-1)(1-b)}} \\ & \times \frac{\sigma_\infty}{2G} \left(\sin \varphi + \frac{c}{\sigma_\infty} \cos \varphi \right) \end{aligned}$$

mit	φ	Reibungswinkel Gebirge
	c	Kohäsion Gebirge
	b	Stoffkonstante Dilatanz

Die Kennlinie des Ausbaus bzw. des Sicherungsmittel erfolgt durch Gl. (4-21) und Gl. (4-22). Dabei wird für den Ausbau vereinfacht ein linearelastisches Materialverhalten unterstellt.

$$\text{Gl. (4-21):} \quad p = \frac{E d}{r_0^2} u$$

$$\text{Gl. (4-22):} \quad u = \frac{r_0^2}{E d} p$$

mit E Elastizitätsmodul Ausbau
 d Schalendicke Ausbau

5 Numerische Untersuchungen

Zur Analyse des Spannungsverformungsverhaltens des Gebirges bei einem Tunnelvortrieb mit einer TBM-S wurden Sensitivitätsstudien durch Anwendung von numerischen Methoden durchgeführt.

5.1 Numerischer Berechnungsansatz

Für die dreidimensionalen numerischen Analysen kam das Programmsystem FLAC^{3D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3-D) zum Einsatz, welches von Peter Cundhall 1986 entwickelt wurde und von der Fa. Itasca Consulting Group kommerziell vertrieben wird. FLAC^{3D} beruht auf der expliziten Finiten Differenzen Methode (FDM).

5.1.1 Allgemeine Betrachtung

Allgemein lautet die vollständige Bewegungsgleichung Gl. (5-1) in Matrizenschreibform:

$$\text{Gl. (5-1):} \quad [M] \times \left\{ \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right\} + [C] \times \left\{ \frac{\partial u}{\partial t} \right\} + [K] \times \{u\} = \{P(t)\}$$

mit	[M]	Massenmatrix
	[C]	Dämpfungsmatrix
	[K]	Steifigkeitsmatrix
	{u}	Verschiebungsvektor
	{P}	Lastvektor
	t	Zeit

Für eine statische Berechnung, bei welcher der Beschleunigungsvektor $\left\{ \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right\}$ und der Geschwindigkeitsvektor $\left\{ \frac{\partial u}{\partial t} \right\}$ zu Null gesetzt wird, lässt sich die Gl. (5-2) aufstellen.

$$\text{Gl. (5-2):} \quad [K] \times \{u\} = \{P\}$$

Dagegen muss für dynamische Berechnungen zusätzlich der Dämpfungs- und Masse-term in Gl. (5-1) bestimmt werden. Für eine implizite Lösung der Differentialgleichung Gl. (5-1) wird die Bewegungsgleichung für den zukünftigen Zeitpunkt $(t+\Delta t)$ gelöst. Somit ergibt sich Gl. (5-3).

$$\text{Gl. (5-3):} \quad [M]^{t+\Delta t} \times \left\{ \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right\} + [C]^{t+\Delta t} \times \left\{ \frac{\partial u}{\partial t} \right\} + [K]^{t+\Delta t} \times \{u\} = \{P(t + \Delta t)\}$$

Bei der expliziten Lösung wird unterstellt, dass der Zeitschritt Δt so gering ist, dass die Systemmatrizen entkoppelt sind, diese diagonalisiert werden und somit entkoppelte Gleichungen aufgestellt werden können, die für jedes Element zum Zeitpunkt t zu bestimmen sind. Damit ergibt sich für die Gl. (5-1) für den expliziten Lösungsansatz die Gl. (5-4).

$$\text{Gl. (5-4):} \quad [M]^t \times \left\{ \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right\} + [C]^t \times \left\{ \frac{\partial u}{\partial t} \right\} + [K]^t \times \{u\} = \{P(t)\}$$

Um eine Entkopplung der Systemmatrix zu erhalten, ist die Bestimmung des kritischen Zeitschritts $\Delta t_{\text{crit.}}$ erforderlich, welcher durch die Eigenperiode des Systems definiert wird und sich über Gl. (5-5) mit der größten Eigenfrequenz der Struktur ω_{max} bestimmen lässt.

$$\text{Gl. (5-5):} \quad \Delta t_{\text{crit.}} \leq \frac{2}{\omega_{\text{max}}}$$

Die exakte Berechnung des kritischen Zeitschritts lässt sich nur über eine komplette dynamische Systemanalyse ermitteln. Zur Vermeidung dieses Aufwandes wird daher der kritische Zeitschritt im expliziten numerischen Berechnungsprogramm geschätzt. Nach KONIETZKY [2001] lässt sich der kritische Zeitschritt für die überwiegend im Voll- oder Halbraum angesiedelten Probleme der Geomechanik z. B. über die maximale longitudinale Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_p nach Gl. (5-6) berechnen.

$$\text{Gl. (5-6):} \quad \Delta t_{\text{crit.}} \leq \frac{\Delta x}{v_p}$$

Dabei stellt Δx den minimalen Knotenpunkt Abstand des Elementes dar.

5.1.2 Das explizite Finite Differenzen Verfahren

Für das Finite Differenzen Verfahren wird die Gl. (5-4) durch eine Ungleichgewichtskraft $F(t)$, die neben den Lasten auch die Krafteinwirkungen aus dem Dämpfungs- und Steifigkeitsterm enthält, erweitert. Damit ergibt sich die Gl. (5-7):

$$\text{Gl. (5-7):} \quad [M]^t \times \left\{ \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right\} = \{P(t)\} - [C]^t \times \left\{ \frac{\partial u}{\partial t} \right\} - [K]^t \times \{u\} = \{F(t)\}$$

Nach KONIETZKY [2001] erfordert die Umsetzung der Gl. (5-7) in ein funktionierendes Berechnungsschema nach der Durchführung der modelltechnischen Diskretisierung im Wesentlichen die Berechnung von Knotenkräften und die Ermittlung von Elementdeformationen, bei der das Stoffgesetz und die Zeitdiskretisierung der Bewegungsgleichung das entscheidende Bindeglied darstellt.

Für einen Tetraeder (vgl. Abb. 5-1), welcher das Grundelement für die Modellzonen bildet, die für die Modellgenerierung im Programm FLAC^{3D} verwendet werden, sollen im folgenden die Grundzüge des Verfahrens entsprechend KONIETZKY [2001] dargestellt werden.

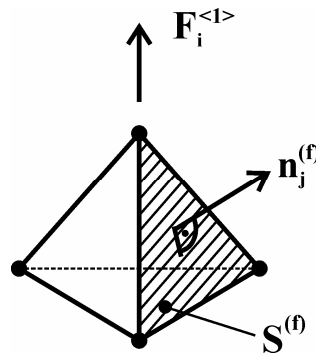


Abb. 5-1: Tetraeder als Grundelement für die Modellzonen

Die Knotenkräfte F_i lassen sich über die Umformung der Gl. (5-7) berechnen.

$$\text{Gl. (5-8):} \quad F_i^{<1>} = M^{<1>} \left(\frac{dv_i}{dt} \right)^{<1>} ; i = 1, n_n$$

$$\text{Gl. (5-9):} \quad M^{<1>} = [m]^{<1>}$$

$$\text{Gl. (5-10):} \quad F_i^{<1>} = \left[\frac{T_i}{3} + \frac{\rho g_i V}{4} \right]^{<1>} + P_i^{<1>}$$

mit	m	Massenanteil des Tetraeders an der Gesamtmasse des Knotenpunktes
	M	Gesamtmasse des Knotenpunktes
	V	Tetraedervolumen
	T_i	Normalspannungsvektor auf der Tetraederfläche gegenüber Knoten i
	P_i	von außen angreifender Knotenkraftvektor
	ρ	Dichte

\mathbf{g}_i	Beschleunigungsvektor
\mathbf{v}_i	Geschwindigkeitsvektor
t	Zeit
n	Knotenanzahl im System
$\langle l \rangle$	Laufindex Knoten
$[\dots]^{\langle l \rangle}$	Summe aller einwirkenden Größen am Knoten l von allen sich an diesen Knoten anschließenden Tetraedern

Zur Bestimmung der Deformationsrate wird bezüglich der Kompatibilitätsbeziehung das Divergenztheorem von Gauß zugrunde gelegt (vgl. Gl. (5-11)).

$$\text{Gl. (5-11):} \quad \int_V \mathbf{v}_{i,j} dV = \int_S \mathbf{v}_i n_i dS$$

mit	n_j	Einheitsnormalenvektor auf den Außenflächen des Tetraeders
	S	Fläche
	V	Volumen

Unter der Annahme einer konstanten Deformationsrate für das Element, was gleichbedeutend ist mit der linearen Änderung des Geschwindigkeitsfeldes, ergibt sich nach Integration der Gl. (5-11) die Gl. (5-12).

$$\text{Gl. (5-12):} \quad V \mathbf{v}_{i,j} = \sum_{f=1}^4 \bar{\mathbf{v}}_i^{(f)} n_j^{(f)} S^{(f)}$$

mit	$\bar{\mathbf{v}}_i$	Mittelwert der Geschwindigkeitskomponente i
	(f)	Kennzeichnung Zugehörigkeit der Variablen zur Tetraederfläche f

Durch Umformung der Gl. (5-12) ergibt sich die Verschiebungsgeschwindigkeitsänderung $\dot{\mathbf{v}}_{i,j}$.

$$\text{Gl. (5-13):} \quad \dot{\mathbf{v}}_{i,j} = -\frac{1}{3V} \sum_{l=1}^4 \mathbf{v}_i^l n_j^{(l)} S^{(l)}$$

Durch Nutzung der Kompatibilitätsbeziehung lässt sich aus Gl. (5-13) die Deformationsrate $\dot{\epsilon}_{i,j}$ ermitteln.

$$\text{Gl. (5-14):} \quad \dot{\epsilon}_{i,j} = -\frac{1}{6V} \sum_{l=1}^4 (\mathbf{v}_i^l n_j^{(l)} + \mathbf{v}_j^l n_i^{(l)}) S^{(l)}$$

Das Stoffgesetz zur Verknüpfung des Spannungszustandes σ_{ij} mit der Deformationsrate lässt sich allgemein durch die abstrakte Form der Gl. (5-15) ausdrücken. Dabei beschreibt H_{ij} den funktionellen Zusammenhang und k die Belastungsgeschichte.

$$\text{Gl. (5-15): } \sigma_{ij} = H_{ij}(\sigma_{ij}, \dot{\varepsilon}_{ij}, k)$$

Durch die Kopplung des Stoffgesetzes Gl. (5-15), dem Ausdruck für die Deformationsrate Gl. (5-14) und die Newtonsche Bewegungsgleichung Gl. (5-8) kann die Zeitdiskretisierung der Bewegungsgleichung durch die gewöhnliche Differentialgleichung Gl. (5-16) definiert werden.

$$\text{Gl. (5-16): } \frac{dv_i^{<l>}}{dt} = \frac{1}{M^{<l>}} F_i^{<l>}(t, (v_i^{<1>}, v_i^{<2>}, \dots, v_i^{<p>})^{<l>}, k); l = 1, n_n$$

Durch die Überführung der Differentialquotienten in Differenzenquotienten kann die numerische Implementierung der Gl. (5-16) z. B. in Form einer Vorwärtsdifferenzierung Gl. (5-17) erfolgen.

$$\text{Gl. (5-17): } v_i^{<l>}(t + \Delta t) = v_i^{<l>} + \frac{\Delta t}{M^{<l>}} F_i^{<l>}(t, (v_i^{<1>}, v_i^{<2>}, \dots, v_i^{<p>})^{<l>}, k)$$

Die Verschiebungen u_i werden durch numerische Integration der Verschiebungsgeschwindigkeiten bestimmt.

$$\text{Gl. (5-18): } u_i^{<l>}(t + \Delta t) = u_i^{<l>}(t) + v_i^{<l>}(t + \Delta t)\Delta t$$

Der explizite Berechnungszyklus für einen Zeitschritt lässt sich in vier Schritte untergliedern. Im ersten Schritt erfolgt die Ermittlung der aktuellen Knotengeschwindigkeiten aus den aktualisierten Knotenkräften durch Gl. (5-19).

$$\text{Gl. (5-19): } v_i^{(t+\Delta t)} = v_i^{(t)} + \frac{\sum P_i^{(t+\Delta t)} - F_i^{(t+\Delta t)}}{M} \Delta t$$

Anschließend wird die aktuelle Deformationsrate unter Anwendung der Kompatibilitätsbedingung durch Gl. (5-20) berechnet.

$$\text{Gl. (5-20): } \dot{\varepsilon}_{ij} = \frac{1}{2}(v_{i,j} + v_{j,i})$$

Über das Materialgesetz werden im nächsten Schritt die neuen Spannungen auf Grundlage des Spannungszustandes im vorangegangenen Zeitschritt und berechneten Deformationsraten mit der Gl. (5-21) bestimmt.

$$\text{Gl. (5-21): } \sigma_{ij}^{(t+\Delta t)} = \sigma_{ij}^{(t)} + H(\sigma_{ij}^{(t)}, \dot{\varepsilon}_{ij}, k)$$

Im letzten Schritt werden die aktuellen Knotenkräfte aus den aktuellen Spannungen über Gl. (5-22) ermittelt.

$$\text{Gl. (5-22): } F_i^{(t+\Delta t)} = \sigma_{ij}^{(t+\Delta t)} n_j S + \rho g_i^{(t+\Delta t)} V$$

Die Ermittlung der Verschiebungen erfolgt durch die Integration der Verschiebungsgeschwindigkeiten (vgl. Gl. (5-18)).

Die Vorteile der expliziten Finiten Differenzen Methode lassen wie folgt zusammenfassen:

- minimaler Speicherbedarf, da keine Matrizen aufgestellt werden,
- wenige Rechenoperationen pro Zeitschritt,
- keine numerischen Instabilitäten bei physikalischen Prozessen,
- Behandlung großer Deformationen fordert nur minimalen zusätzlichen Rechenaufwand,
- Implementierung von beliebig nichtlinearen Stoffgesetzen ist numerisch stets stabil und relativ einfach.

Die Nachteile der expliziten Finiten Differenzen Methode sind in folgenden Punkten zu sehen:

- viele Rechenoperationen bis zur Lösung,
- innerhalb der Elemente ist nur eine lineare Interpolation möglich,
- Die physikalische Plausibilität ist separat nachzuweisen und in allen Fällen zu überprüfen.

Aufgrund der rechnerisch auftretenden großen Verschiebungen im Bereich des Schildmantels bei Variationsberechnungen im weichen Gebirge wurde die explizite Finite Differenzen Methode bzw. das Programm FLAC^{3D} für die numerischen Analysen eingesetzt, um das Problem von numerischen Instabilitäten bei physikalischen Prozessen zu vermeiden. Ebenso war ausschlaggebend, dass bei diesem Verfahren ein minimaler Speicherbedarf notwendig ist und so bei der Vielzahl der Variationsberechnungen und dem aufwendigen Berechnungsmodell der Speicherbedarf begrenzt werden konnte.

5.2 Numerisches Berechnungsmodell

Für die numerischen Parameterstudien wurde ein dreidimensionales Berechnungsmodell eines maschinellen Tunnelvortriebs mittels einer TBM-S entwickelt (vgl. Abb. 5-2 bis Abb. 5-8). Für die Parameterstudien bei Berücksichtigung von isotropen Materialeigenschaften des Gebirges wurde ein halbiertes Systemmodell generiert (vgl. Abb. 5-2), während bei den Parameterstudien, bei denen der Einfluss einer Trennfläche bzw. Trennflächenschar untersucht wurde, das komplette Systemmodell zum Einsatz kam (vgl. Abb. 5-4).

Die seitlichen Randabstände und der untere Randabstand des geometrischen Berechnungsmodells wurden entsprechend MEIßNER [1996] festgelegt (vgl. Tab. 5-1 und Abb. 5-2). Zur Bestimmung des notwendigen Randabstandes von der Ortsbrust zum Tübbingring T01 (Abb. 5-5) erfolgten Voruntersuchungen (vgl. Tab. 5-1). Dabei zeigte sich, dass ein Abstand vom 2,6-fachen Tunneldurchmesser zur Ortsbrust notwendig ist, um den Randeinfluss des numerischen Modells in Vortriebsrichtung auf die Verschiebungen und Spannungen zu verhindern.

Im Berechnungsmodell wurden diskret der Schildmantel, der Tübbingausbau, der Überschnitt und die Ringspaltverfüllung abgebildet (vgl. Abb. 5-3 und Abb. 5-5). Die geometrischen Abmessungen der diskreten Bereiche sind Tab. 5-2 zu entnehmen.

Tab. 5-1: Abmessungen Variationsberechnung zur Bestimmung des Randabstandes in Vortriebsrichtung

Variante	Abstand Tunnelmittelpunkt zum unteren Rand a [m]	Abstand Tunnelmittelpunkt zum seitlichen Rand b [m]	Abstand Ortsbrust zum Tübbingring T01 c [m]
1	35,5 (ca. 3,0x $D_{\text{Tübbing}}$)	50,5 (ca. 4,4x $D_{\text{Tübbing}}$)	18,0 (ca. 1,6x $D_{\text{Tübbing}}$)
2	35,5 (ca. 3,0x $D_{\text{Tübbing}}$)	50,5 (ca. 4,4x $D_{\text{Tübbing}}$)	30,0 (ca. 2,6x $D_{\text{Tübbing}}$)
3	35,5 (ca. 3,0x $D_{\text{Tübbing}}$)	50,5 (ca. 4,4x $D_{\text{Tübbing}}$)	55,0 (ca. 4,7x $D_{\text{Tübbing}}$)
MEIßNER [1996]	2x bis 3x $D_{\text{Tübbing}}$	4x bis 5x $D_{\text{Tübbing}}$	-

Tab. 5-2: Geometrische Abmessungen Berechnungsmodell TBM-S

Kenngroße	Einheit	
Nenndurchmesser Schildmantel (Referenzfall)	[m]	11,8
Schildlänge	[m]	10,5
Schildmanteldicke	[cm]	10,0
Überschnitt	[cm]	10,0
Außendurchmesser Tübbingring (Referenzfall)	[m]	11,6
Tübbingbreite	[m]	1,5
Tübbingdicke (Referenzfall)	[cm]	40,0
Ringspaltverfüllung	[cm]	10,0

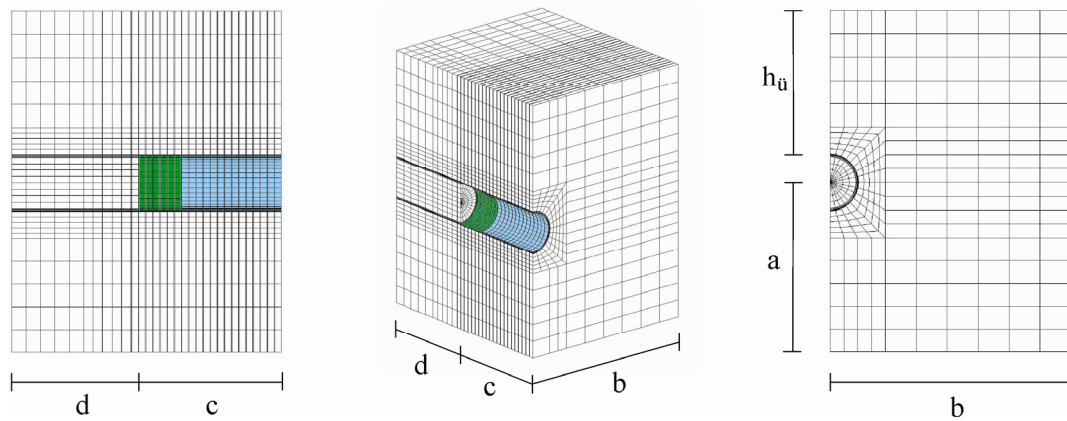


Abb. 5-2: Geometrische Abmessungen des Berechnungsmodells TBM-S

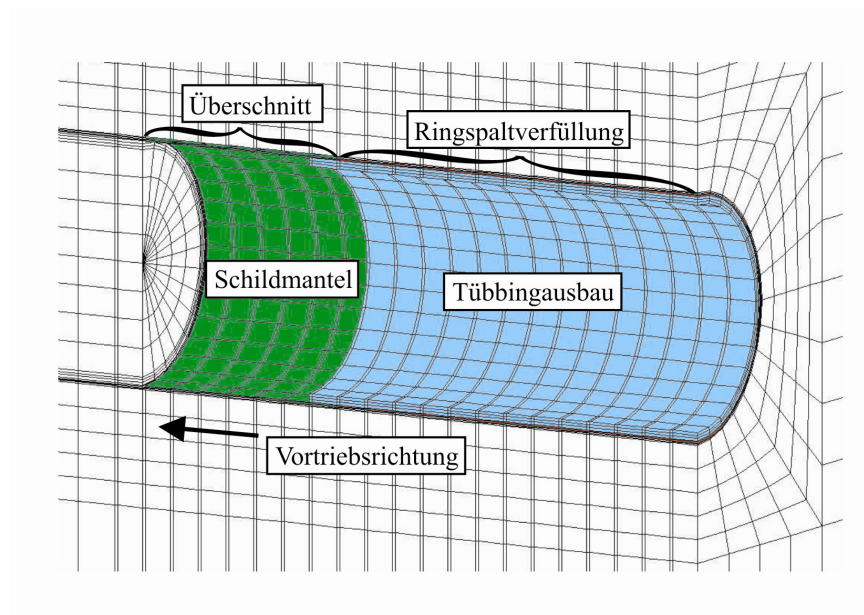


Abb. 5-3: Diskretisierung des numerischen Berechnungsmodells TBM-S

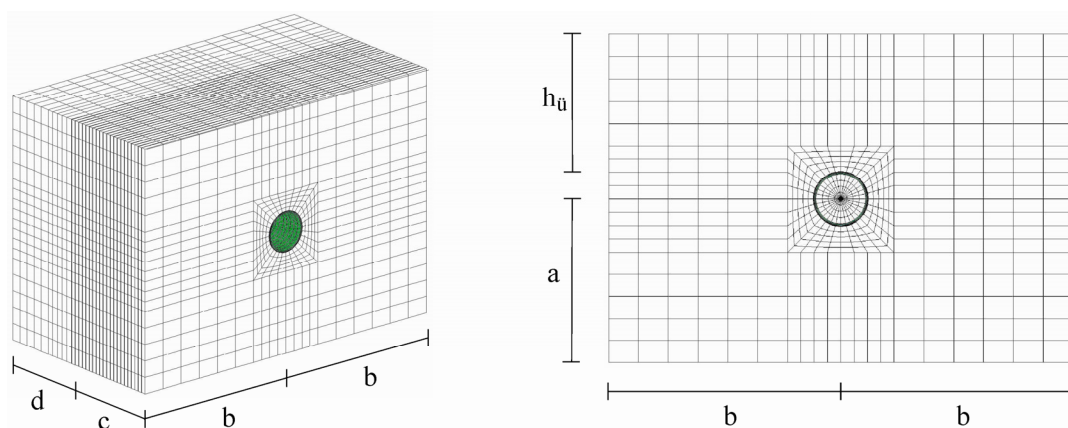


Abb. 5-4: Geometrische Abmessungen des Berechnungsmodells TBM-S für Berechnungen bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar

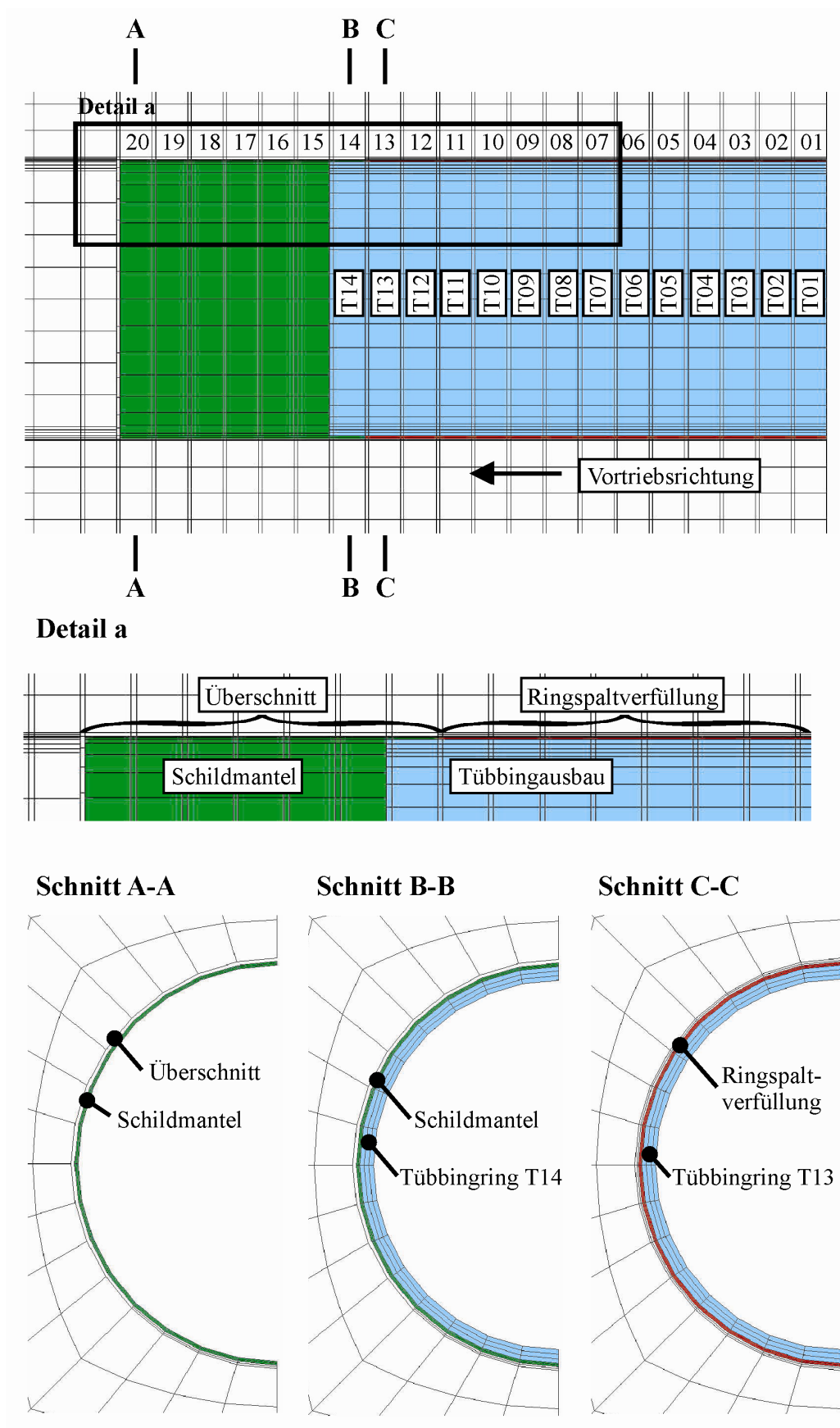


Abb. 5-5: Numerisches Berechnungsmodell TBM-S

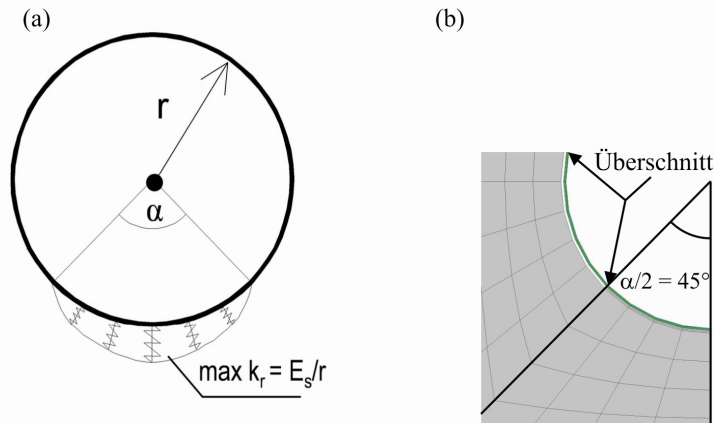


Abb. 5-6: (a) Ansatz der elastischen Bettung k_r bei Festgesteinsvortrieben, (DAUB [2005]); (b) Detail Diskretisierung Auflager Schildmantel Numerisches Berechnungsmodell TBM-S

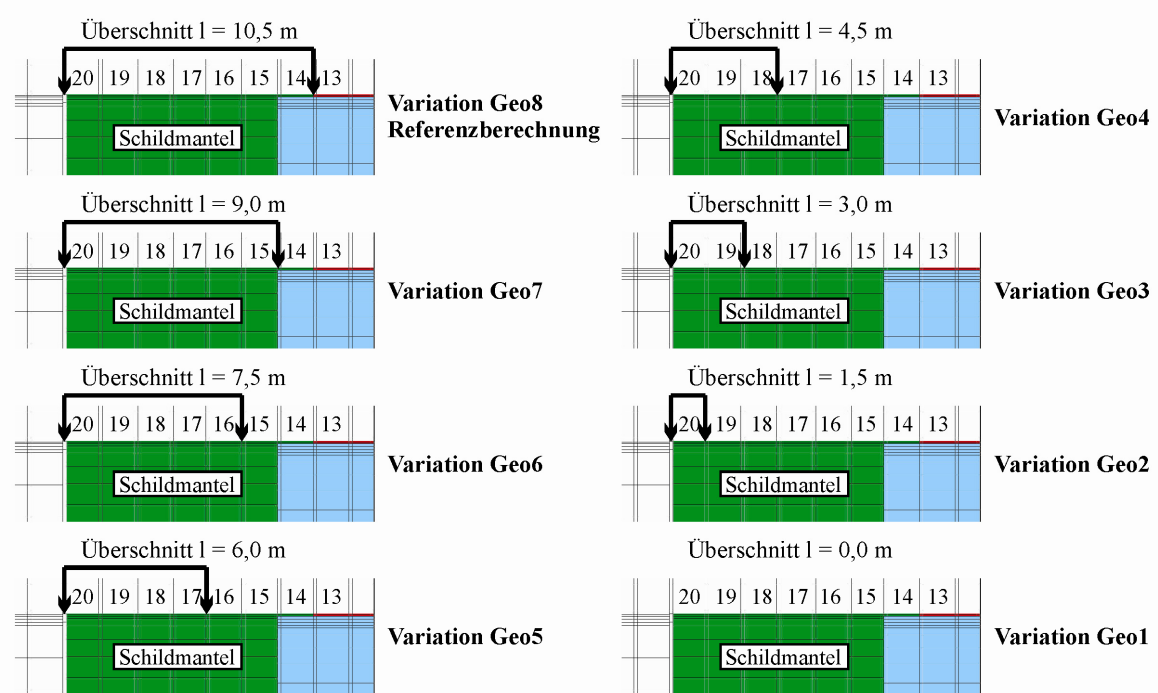


Abb. 5-7: Numerisches Berechnungsmodell TBM-S, geometrische Variationen Länge des durch den Überschnitt erzeugten ungestützten Bereichs

Bei der Wahl der geometrischen Abmessungen fanden die Projektdaten Eingang (vgl. Kap. 2.3). Insbesondere bei der Festlegung des Überschnitts und des Ringspalts wurden die Mittelwerte der Projektdaten herangezogen.

Um ein zeitlich leistungsfähiges Berechnungsmodell zu erhalten, wurde vom Bohrkopf der TBM-S nur der Schildmantel mit einer Ersatzdicke diskretisiert. Ebenso erfolgte die

Abbildung des Tübbingrings als konstanter Querschnitt ohne die Berücksichtigung von Tübbingelenken.

Entsprechend den Empfehlungen des DAUB [2005] wird im Festgestein zur Bemessung des Schildmantels lediglich eine Bettung über einen Sektorbereich in der Sohle angesetzt. Für den Vorentwurf kann nach den Empfehlungen des DAUB [2005] die Größe des Sohlsektors zu $\alpha = 90^\circ$ angenommen werden (vgl. Abb. 5-6 (a)). Dementsprechend wurde diese Empfehlung bzw. Anforderung im numerischen Berechnungsmodell berücksichtigt und der Sohlbereich des Schildmantels gebettet (vgl. Abb. 5-5 und Abb. 5-6 (b)).

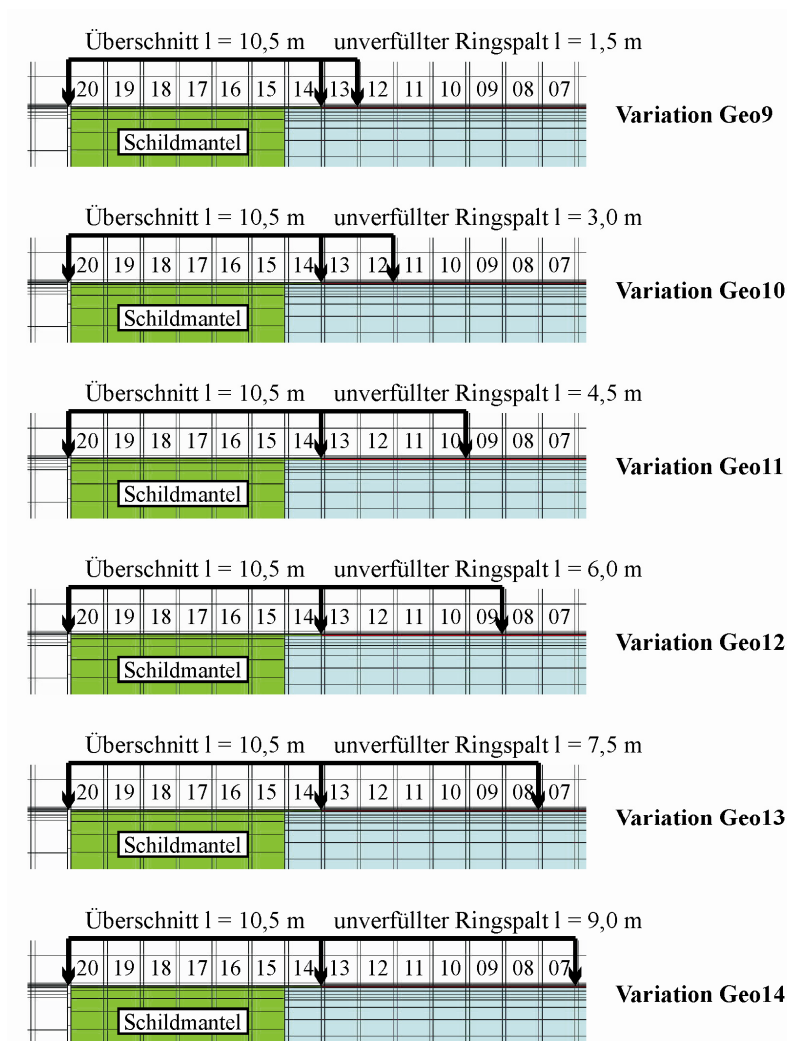


Abb. 5-8: Numerisches Berechnungsmodell TBM-S, geometrische Variationen Länge Bereich unverfüllter Ringspalt

Zur Untersuchung des Einflusses der Länge des durch den Überschnitt erzeugten ungestützten Bereichs auf das Spannungsverformungsverhalten des Gebirges bzw. des vorzeitigen Aufliegens des Gebirges auf den Schildmantel (vgl. Kap. 5.6.1.6) kann die Länge durch Steuerungsparameter im geometrischen Modell variiert werden (vgl. Abb. 5-7).

Des Weiteren ist es im geometrischen Modell möglich, den Bereich der Ringspaltverfüllung zu variieren (vgl. Kap. 5.6.1.7), um so eine baubetrieblich bedingte spätere Ringspaltverfüllung zu simulieren (vgl. Abb. 5-8).

5.3 Stoffliche Modellierung des numerischen Berechnungsmodells

5.3.1 Stoffliche Modellierung Schildmantel, Tübbingausbau und Kiesverfüllung

Der Schild, der Tübbingausbau und die Kiesverfüllung für den Ringspalt wurden mit linearelastischen Materialverhalten, mit den in Tab. 5-3 angegebenen Materialkennwerten, angesetzt. Da im geometrischen Berechnungsmodell der Schildmantel vereinfacht diskretisiert wurde, erfolgte eine Umrechnung für den E-Modul und für die Wichte des Schildmantels in einen Ersatz-E-Modul und in eine Ersatzwichte zur Berücksichtigung der Gesamtsteifigkeit und des Gesamtgewichtes der TBM-S im Schildbereich. Bei der Ringspaltverfüllung wurde davon ausgegangen, dass dies mittels einer Kiesverfüllung geschieht. Daher wurde ein konstanter E-Modul für die Kiesverfüllung angenommen.

Tab. 5-3: Materialkennwerte Schildmantel, Tübbingausbau und Kiesverfüllung

Materialkennwerte	Einheit	Schildmantel TBM-S (S235)	Tübbingausbau (Stahlbeton C35/45)	Kiesverfüllung
E-Modul / Ersatz-E-Modul*	[MN/m ²]	210.000 / 150.000*	33.500	100
Querdehnzahl	[-]	0,3	0,2	0,35
Wichte / Ersatzwichte*	[kN/m ³]	75,0 / 615,0*	24,0	16,0

5.3.2 Stoffliche Modellierung des Festgesteins

Die stoffliche Modellierung des Festgesteins erfolgte durch elastoplastische Stoffgesetze. Zum einen wurde ein Stoffgesetz mit linearelastisch-idealplastischem Spannungsdehnungsverhalten mit einem Fließ- bzw. Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb und zum anderen ein Stoffgesetz mit einer Erweiterung des zuvor genannten Stoffgesetzes,

dem Ubiquitous joint model, verwendet. Ein zeitabhängiges Spannungsdehnungsverhalten des Festgesteins war nicht Bestandteil der durchgeführten Studien.

5.3.2.1 Mohr-Coulomb Kriterium

Das Mohr-Coulombsche Fließkriterium stellt das in der Boden- und Felsmechanik am häufigsten eingesetzte Stoffgesetz dar. Es ermöglicht eine relativ einfache Definition des Fließkriteriums für ein isotropes Material über dessen Reibungswinkel φ und die Kohäsion c . Sowohl der Reibungswinkel als auch die Kohäsion lassen sich dabei über die anhand von Triaxialversuchen ermittelten Mohrschen Spannungskreise aus einem τ - σ -Diagramm bestimmen. Das für die Parameterstudien verwendete Stoffgesetz besitzt ein linearelastisch-idealplastisches Spannungsdehnungsverhalten und lässt sich mit dem in Abb. 5-9 dargestellten rheologischen Modell beschreiben.

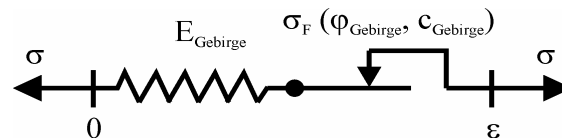


Abb. 5-9: Rheologisches Modell für das Stoffgesetz mit Mohr-Coulombschem Fließkriterium

Die Gleichung der Schergeraden, welche dem Fließkriterium entspricht, ergibt sich für den ebenen Fall zu

$$\text{Gl. (5-23): } \tau = \sigma_n \tan \varphi + c$$

Überträgt man das Mohr-Coulombsche Fließkriterium in den Hauptspannungsraum, so erhält man die bekannte Darstellungsform der Mohr-Coulombschen Fließpyramide mit hexagonalem Grundriss (vgl. Abb. 5-10).

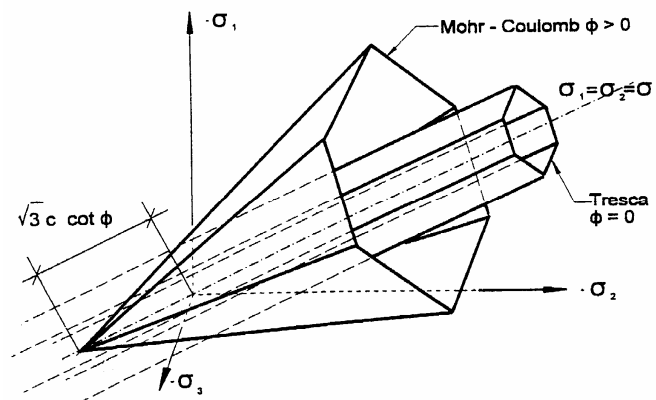


Abb. 5-10: Mohr-Coulombsche Bruchpyramide im Hauptspannungsraum, (SCHWEIGER [1994])

Wie sich der Darstellung entnehmen lässt, wird die Fließfläche dabei anhand der Hauptspannungen σ_1 , σ_2 und σ_3 definiert. Werden die Hauptspannungen dementsprechend bezeichnet, dass Gl. (5-24) gilt

$$\text{Gl. (5-24):} \quad \sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$$

lässt sich die Fließfläche ebenfalls in der σ_1 - σ_3 -Ebene darstellen (vgl. Abb. 5-11).

Hierbei wird deutlich, dass das Programm FLAC^{3D} ein zusammengesetztes Fließkriterium verwendet. Für den Bereich von Punkt A bis Punkt B gilt das oben beschriebene Mohr-Coulombsche Fließkriterium F : $f^s = 0$ mit der Gleichung

$$\text{Gl. (5-25):} \quad f^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi}$$

mit

$$\text{Gl. (5-26):} \quad N_\phi = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)}$$

Der Bereich von Punkt B bis zu Punkt C definiert die Zone der Zugspannungsbegrenzung, dem so genannten Tension Cutoff. Würde das Mohr-Coulombsche Fließkriterium für den gesamten Bereich gelten, käme es zu einer Überschätzung der Zugfestigkeit des Materials. Daher wird die Zugfestigkeit mittels der Zugspannungsbegrenzung auf die Spannung σ^t beschränkt, bei der σ^t den Quotient $c / \tan \phi$ nicht überschreiten kann.

Für den Bereich von B bis C gilt daher das Fließkriterium F : $f^t = 0$ mit

$$\text{Gl. (5-27):} \quad f^t = \sigma_3 - \sigma^t$$

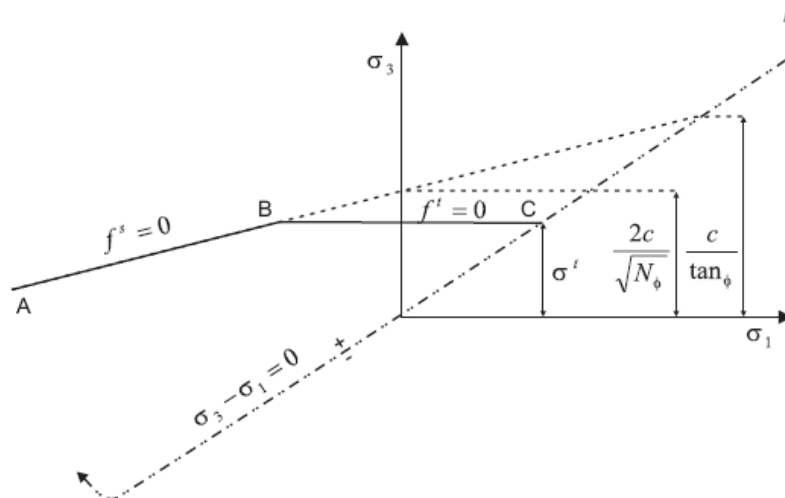


Abb. 5-11: Mohr-Coulombsches Fließkriterium in der σ_1 - σ_3 -Ebene, (FLAC^{3D} [2005])

Die angewendeten Fließkriterien beschreiben unterschiedliche Versagensarten des Materials. Während das Mohr-Coulomb Kriterium die Grenze zur plastischen Verformung durch Abscheren bestimmt, stellt die Zugspannungsbegrenzung die Spannungs kombinationen dar, ab welchen plastische Verformungen durch Zugversagen auftreten. Demzufolge sind den unterschiedlichen Versagensarten ebenfalls unterschiedliche plastische Potentiale zugeordnet, welche einerseits das schub- und andererseits das zugbedingte Fließen beschreiben.

Dem Mohr-Coulombschen Fließkriterium F : f^s wird dabei eine nichtassoziierte Fließregel zugewiesen. Das plastische Potential Q hat hier die Funktion

$$\text{Gl. (5-28):} \quad g^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi$$

mit

$$\text{Gl. (5-29):} \quad N_\psi = \frac{1 + \sin(\psi)}{1 - \sin(\psi)}$$

Im Bereich der Zugspannungsbegrenzung greift hingegen eine assoziierte Fließregel. Das plastische Potential bestimmt sich hier aus der Funktion

$$\text{Gl. (5-30):} \quad g^t = -\sigma_3$$

Um festzustellen, welche Fließregel für einen untersuchten Spannungszustand anzuwenden ist, wird in der σ_1 - σ_3 -Ebene eine Funktion $h(\sigma_1, \sigma_3) = 0$ definiert. Diese bildet die Winkelhalbierende im Schnittpunkt der Fließkriterien. Im Folgenden werden nun einzelne Bereiche abgegrenzt. Nimmt die Funktion h für einen untersuchten Spannungszustand einen Wert kleiner gleich Null an, so kommt es zu einem Schubversagen des Materials, während für Werte größer Null ein Zugversagen eintritt (vgl. Abb. 5-12). Für die Funktion h gilt:

$$\text{Gl.: (5-31):} \quad h = \sigma_3 - \sigma^t + a^p (\sigma_1 - \sigma^p)$$

mit den Konstanten

$$\text{Gl. (5-32):} \quad a^p = \sqrt{1 + N_\phi^2} + N_\phi$$

$$\text{Gl. (5-33):} \quad \sigma^p = \sigma^t N_\phi - 2c\sqrt{N_\phi}$$

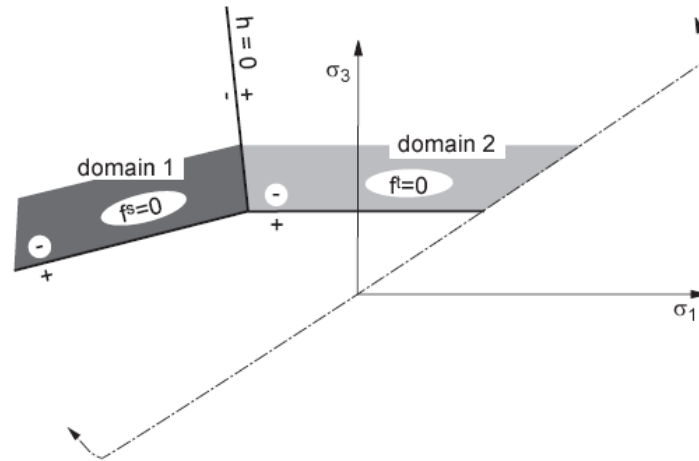


Abb. 5-12: Bereiche zur Wahl der anzuwendenden Fließregel, (FLAC^{3D} [2005])

Dabei ist zu beachten, dass die Ermittlung der Spannungsinkremente beim Auftreten plastischer Verformungen in Abhängigkeit sowohl vom Fließkriterium als auch von der Fließregel erfolgt. Daher muss an dieser Stelle bei der Berechnung eines neuen Spannungszustandes die zuvor ermittelte Versagensart des Materials berücksichtigt werden. Liegt ein Schubversagen vor, so berechnet sich der neue Spannungszustand zu

$$\text{Gl.: (5-34): } \sigma_1^N = \sigma_1^I - \lambda^S (\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi)$$

$$\text{Gl.: (5-35): } \sigma_2^N = \sigma_2^I - \lambda^S \alpha_2 (1 - N_\psi)$$

$$\text{Gl.: (5-36): } \sigma_3^N = \sigma_3^I - \lambda^S (-\alpha_1 N_\psi + \alpha_2)$$

Für den plastischen Proportionalitätsfaktor gilt gemäß FLAC^{3D} [2005]

$$\text{Gl. (5-37): } \lambda^S = \frac{f^S(\sigma_1^I, \sigma_3^I)}{(\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi) - (-\alpha_1 N_\psi + \alpha_2) N_\Phi}$$

Im Falle eines Zugversagens verändern sich die obigen Ausdrücke zu

$$\text{Gl. (5-38): } \sigma_1^N = \sigma_1^I - \lambda^t \alpha_2$$

$$\text{Gl. (5-39): } \sigma_2^N = \sigma_2^I - \lambda^t \alpha_2$$

$$\text{Gl. (5-40): } \sigma_3^N = \sigma_3^I - \lambda^t \alpha_1$$

mit

$$\text{Gl. (5-41): } \lambda^t = \frac{f^t(\sigma_3^I)}{\alpha_1}$$

Die Faktoren α_1 und α_2 sind sowohl für den Fall des Schub- als auch des Zugversagens konstant. Sie berechnen sich nach FLAC^{3D} [2005] zu

$$\text{Gl. (5-42):} \quad \alpha_1 = K + \frac{4}{3}G$$

$$\text{Gl. (5-43):} \quad \alpha_2 = K - \frac{2}{3}G$$

Da sich sowohl der Schubmodul G als auch der Kompressionsmodul K durch den E-Modul und die Querdehnzahl ausdrücken lassen, können die für das linearelastisch-idealplastische Stoffgesetz mit Fließkriterium nach Mohr-Coulomb erforderlichen Kennwerte somit, wie folgt zusammengefasst werden:

- Elastizitätsmodul E
- Querdehnzahl μ
- innerer Reibungswinkel φ
- Kohäsion c
- Dilatanzwinkel ψ
- Zugfestigkeit σ^t

5.3.2.2 Ubiquitous joint model (Berücksichtigung einer Trennflächenschar)

Das Ubiquitous joint model stellt eine Erweiterung des unter 5.3.2.1 beschriebenen Stoffgesetzes mit Mohr-Coulomb Fließkriterium dar. Es erlaubt die Simulation eines Ubiquitous Joints, einer Kluft- bzw. Trennflächenschar mit abweichenden Festigkeitskennwerten. Der Begriff einer allgegenwärtigen (ubiquitous) Trennflächenschar verdeutlicht, dass das Stoffgesetz zwar die Darstellung anisotropen Materialverhaltens ermöglicht, jedoch die Homogenität des betrachteten Materials voraussetzt.

Das Ubiquitous joint model basiert dabei auf einer Definition getrennter Bruchflächen für die generelle Materialmatrix bzw. Gebirgsfestigkeit einerseits sowie der Trennflächenschar andererseits. Die Formulierung der Bruchflächen erfolgt in beiden Fällen über ein Mohr-Coulombsches Fließkriterium. Das rheologische Modell des Ubiquitous joint model ist in Abb. 5-13 dargestellt.

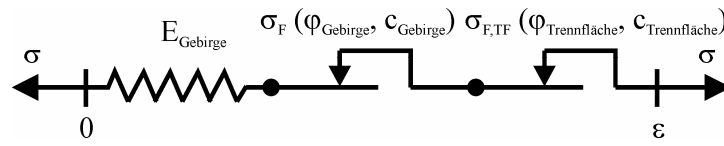


Abb. 5-13: Rheologisches Modell für das Stoffgesetz Ubiquitous joint model

Die Berechnung eines neuen Spannungszustandes erfolgt in zwei konsekutiven Schritten. Zunächst wird das reale Spannungsinkrement für die Gebirgsfestigkeit ohne Berücksichtigung der Trennflächenschar ermittelt und die Systemgeometrie an eventuell daraus resultierende plastische Verformungen angepasst. Da diese Berechnung auf dem Mohr-Coulombschen Fließkriterium beruht, entspricht die Vorgehensweise zur Ermittlung des neuen Spannungszustandes hierbei exakt der in Abschnitt 5.3.2.1 beschriebenen. Im Folgenden wird der auf diese Art erhaltene Spannungszustand mit $\underline{\sigma}^0$ bezeichnet. Auf Grundlage dieses Spannungsvektors erfolgt nun in einem weiteren Schritt die Untersuchung der Trennflächenschar.

Die Definition der Trennflächenschar erfolgt in einem lokalen Koordinatensystem x', y', z' , wobei x' und y' die Trennfläche aufspannen und z' senkrecht auf ihr steht. Die Orientierung der Trennflächenschar wird durch ihren Fallwinkel sowie der Fallrichtung bestimmt. Um den zuvor ermittelten globalen Spannungsvektor $\underline{\sigma}_{ij}^0$ in einen dem lokalen Koordinatensystem der Trennflächenschar angepassten Spannungsvektor umzuwandeln, wird er mit Hilfe einer von der Ebenenorientierung abhängigen Transformationsmatrix C an die lokalen Achsen angepasst.

$$\text{Gl. (5-44):} \quad [\underline{\sigma}^0]' = [C]^T [\underline{\sigma}^0] [C]$$

Ist der lokale Spannungsvektor $\underline{\sigma}^0$ ermittelt, so ergibt sich die ungerichtete Größe der tangentialen Spannung auf der Trennflächenschar gemäß FLAC^{3D} [2005] zu

$$\text{Gl. (5-45):} \quad \tau = \sqrt{\sigma_{1'3'}^2 + \sigma_{2'3'}^2}$$

sowie die korrespondierende Verformung zu

$$\text{Gl. (5-46):} \quad \gamma = \sqrt{\varepsilon_{1'3'}^2 + \varepsilon_{2'3'}^2}$$

Der lokale Spannungsvektor zur Untersuchung der Trennflächenschar verfügt nunmehr über vier Anteile: $\sigma_{1'1'}$, $\sigma_{2'2'}$, $\sigma_{3'3'}$ sowie τ . Die elastischen Spannungsinkremente berechnen sich entsprechend Gl. (5-47) bis Gl. (5-50).

$$\text{Gl. (5-47)} \quad \Delta\sigma_{1'1'} = \alpha_1 \Delta\varepsilon_{1'1'}^e + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_{2'2'}^e + \Delta\varepsilon_{3'3'}^e)$$

$$\text{Gl. (5-48)} \quad \Delta\sigma_{2'2'} = \alpha_1 \Delta\varepsilon_{2'2'}^e + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_{1'1'}^e + \Delta\varepsilon_{3'3'}^e)$$

$$\text{Gl. (5-49)} \quad \Delta\sigma_{3'3'} = \alpha_1 \Delta\varepsilon_{3'3'}^e + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_{1'1'}^e + \Delta\varepsilon_{2'2'}^e)$$

$$\text{Gl. (5-50)} \quad \Delta\tau = 2G\Delta\gamma^e$$

Die Faktoren α_1 und α_2 ergeben sich analog zu Kap. 5.3.2.1 aus Kompressionsmodul und Schubmodul respektive E-Modul und Querdehnzahl des betrachteten Materials.

Im Folgenden wird nun der Spannungszustand des lokalen Spannungsvektors $\underline{\sigma}^0$, anhand des Fließkriteriums der Trennflächenschar überprüft. Auch für die schwache Ebene kommt dabei ein kombiniertes Fließkriterium nach Mohr-Coulomb mit integrierter Zugspannungsbegrenzung zum Einsatz (s. Abb. 5-14).

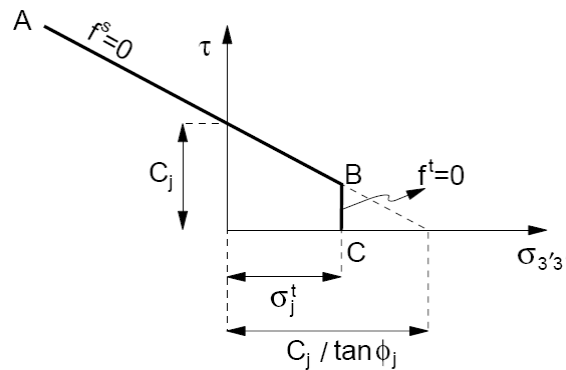


Abb. 5-14: Fließkriterium der Trennflächenschar, (FLAC^{3D} [2005])

Im Bereich von Punkt A bis Punkt B hat das Mohr-Coulombsche Fließkriterium $F: f^s = 0$ Gültigkeit. Für die Fließbedingung gilt

$$\text{Gl. (5-51)} \quad f^s = \tau + \sigma_{3'3'} \tan \varphi_j - c_j$$

Entstehen aus dem Mohr-Coulombschen Fließkriterium plastische Verformungen, so berechnen sich diese nach einer nichtassozierten Fließregel, deren korrespondierendes plastisches Potential sich aus Gl. (5-52) ergibt.

$$\text{Gl. (5-52):} \quad g^s = \tau + \sigma_{3'3'} \tan \psi_j$$

Der Bereich von Punkt B bis zu Punkt C markiert die Zone der Zugspannungsbegrenzung. Dabei entspricht das Fließkriterium $F: f^t$ der Gl. (5-53).

$$\text{Gl. (5-53):} \quad f^t = \sigma_{3'3'} - \sigma_j^t$$

Bei der die zugehörige Fließregel assoziiert ist und dem folgenden plastischen Potential genügt.

$$\text{Gl. (5-54): } g^t = \sigma_{3'3'}$$

Wie im Abschnitt zuvor beschrieben, erfolgt die Zuordnung des untersuchten Spannungszustandes $\sigma^{0'}$ zu einer Fließregel über die Definition von einzelnen Bereichen. Die Funktion h entspricht hier der Gl. (5-55).

$$\text{Gl. (5-55): } h = \tau - \tau_j^p - a_j^p (\sigma_{3'3'} - \sigma_j^t)$$

mit

$$\text{Gl. (5-56): } \tau_j^p = c_j - \tan \varphi_j \sigma_j^t$$

$$\text{Gl. (5-57): } a_j^p = \sqrt{1 + \tan^2 \varphi_j} - \tan \varphi_j$$

Nimmt h für einen betrachteten Spannungszustand einen Wert größer Null an, so versagt das Material in der Trennflächenschar auf Schub, während ein Wert kleiner gleich Null einen Zugbruch in der Trennflächenschar bedingt (s. Abb. 5-15).

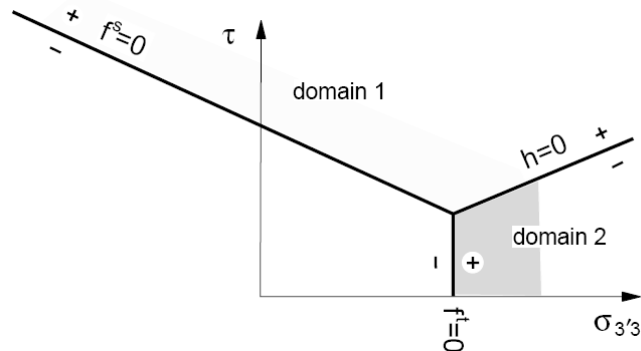


Abb. 5-15: Bereiche zur Wahl der anzuwendenden Fließregel in der Trennflächenschar, (FLAC^{3D} [2005])

Treten plastische Verformungen auf, sind wie unter Kap. 5.3.2.1 beschrieben, die Spannungsinkremente um die aus diesen Verformungen resultierenden Anteile zu bereinigen. Analog zu der Vorgehensweise bei dem bisher erläuterten elastoplastischem Stoffgesetz ist dazu auch im Bereich der Trennflächenschar nach der jeweiligen Versagensart des Materials zu differenzieren.

Im Fall eines Schubversagens führt die partielle Differenzierung des plastischen Potentials Q : g^s zu den folgenden Gl. (5-58) bis Gl. (5-61).

$$\text{Gl. (5-58): } S_1 \left(\frac{\partial g^s}{\partial \sigma_{1'1'}}, \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_{2'2'}}, \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_{3'3'}}, \frac{\partial g^s}{\partial \tau} \right) = \alpha_2 \tan \psi_j$$

$$\text{Gl. (5-59): } S_2 \left(\frac{\partial g^s}{\partial \sigma_{1'1'}}, \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_{2'2'}}, \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_{3'3'}}, \frac{\partial g^s}{\partial \tau} \right) = \alpha_2 \tan \psi_j$$

$$\text{Gl. (5-60): } S_3 \left(\frac{\partial g^s}{\partial \sigma_{1'1'}}, \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_{2'2'}}, \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_{3'3'}}, \frac{\partial g^s}{\partial \tau} \right) = \alpha_1 \tan \psi_j$$

$$\text{Gl. (5-61): } S_4 \left(\frac{\partial g^s}{\partial \sigma_{1'1'}}, \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_{2'2'}}, \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_{3'3'}}, \frac{\partial g^s}{\partial \tau} \right) = 2G$$

Die neu zu berechnenden Spannungen ergeben sich damit folglich aus den Gl. (5-62) bis Gl. (5-65).

$$\text{Gl. (5-62): } \sigma_{1'1'}^N = \sigma_{1'1'}^0 - \lambda^s \alpha_2 \tan \psi_j$$

$$\text{Gl. (5-63): } \sigma_{2'2'}^N = \sigma_{2'2'}^0 - \lambda^s \alpha_2 \tan \psi_j$$

$$\text{Gl. (5-64): } \sigma_{3'3'}^N = \sigma_{3'3'}^0 - \lambda^s \alpha_1 \tan \psi_j$$

$$\text{Gl. (5-65): } \tau^N = \tau^0 - \lambda^s 2G$$

mit dem plastischen Proportionalitätsfaktor

$$\text{Gl. (5-66): } \lambda^s = \frac{f^s(\sigma_{3'3'}^0, \tau^0)}{2G + \alpha_1 \tan \psi_j \tan \phi_j}$$

Die ungerichtete tangentielle Spannung auf der Trennflächenschar τ lässt sich nun anhand der folgenden Formulierungen in gerichtete Schubspannungen zerlegen.

$$\text{Gl. (5-67): } \sigma_{1'3'}^N = \sigma_{1'3'}^0 \frac{\tau^N}{\tau^0}$$

$$\text{Gl. (5-68): } \sigma_{2'3'}^N = \sigma_{2'3'}^0 \frac{\tau^N}{\tau^0}$$

Die aus der Untersuchung der Trennflächenschar resultierenden Spannungsinkremente lassen sich somit wie folgt zusammenfassen.

$$\text{Gl. (5-69): } \Delta \sigma_{1'1'} = -\lambda^s \alpha_2 \tan \psi_j$$

$$\text{Gl. (5-70): } \Delta \sigma_{2'2'} = -\lambda^s \alpha_2 \tan \psi_j$$

$$\text{Gl. (5-71): } \Delta \sigma_{3'3'} = -\lambda^s \alpha_1 \tan \psi_j$$

$$\text{Gl. (5-72):} \quad \Delta\sigma_{1'3'} = \sigma_{1'3'}^0 \frac{\tau^N - \tau^0}{\tau^0}$$

$$\text{Gl. (5-73):} \quad \Delta\sigma_{2'3'} = \sigma_{2'3'}^0 \frac{\tau^N - \tau^0}{\tau^0}$$

Um den neuen Spannungszustand im globalen Koordinatensystem zu bestimmen, wird der inkrementelle Vektor zunächst über die Matrix C transformiert.

$$\text{Gl. (5-74):} \quad [\Delta\sigma] = [C][\Delta\sigma]' [C]^T$$

Der neue Spannungszustand im globalen Koordinatensystem berechnet sich dann zu

$$\text{Gl. (5-75):} \quad \sigma_{ij}^N = \sigma_{ij}^0 + \Delta\sigma_{ij}$$

Versagt das untersuchte Material auf Zug, berechnet sich der neue Spannungszustand über das Fließkriterium der Zugspannungsbegrenzung F : f^t sowie das zugehörige plastische Potential Q : g^t . Die partiellen Ableitungen des Letzteren ergeben sich dann zu

$$\text{Gl. (5-76):} \quad S_1 \left(\frac{\partial g^t}{\partial \sigma_{1'1'}}, \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_{2'2'}}, \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_{3'3'}}, \frac{\partial g^t}{\partial \tau} \right) = \alpha_2$$

$$\text{Gl. (5-77):} \quad S_2 \left(\frac{\partial g^t}{\partial \sigma_{1'1'}}, \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_{2'2'}}, \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_{3'3'}}, \frac{\partial g^t}{\partial \tau} \right) = \alpha_2$$

$$\text{Gl. (5-78):} \quad S_3 \left(\frac{\partial g^t}{\partial \sigma_{1'1'}}, \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_{2'2'}}, \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_{3'3'}}, \frac{\partial g^t}{\partial \tau} \right) = \alpha_1$$

$$\text{Gl. (5-79):} \quad S_4 \left(\frac{\partial g^t}{\partial \sigma_{1'1'}}, \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_{2'2'}}, \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_{3'3'}}, \frac{\partial g^t}{\partial \tau} \right) = 0$$

Der neue Spannungszustand berechnet sich damit gemäß FLAC^{3D} [2005] zu

$$\text{Gl. (5-80):} \quad \sigma_{1'1'}^N = \sigma_{1'1'}^0 - \lambda^t \alpha_2$$

$$\text{Gl. (5-81):} \quad \sigma_{2'2'}^N = \sigma_{2'2'}^0 - \lambda^t \alpha_2$$

$$\text{Gl. (5-82):} \quad \sigma_{3'3'}^N = \sigma_{3'3'}^0 - \lambda^t \alpha_1$$

mit einem plastischen Proportionalitätsfaktor von

$$\text{Gl. (5-83):} \quad \lambda^t = \frac{\sigma_{3'3'}^0 - \sigma_j^t}{\alpha_1}$$

Die Ermittlung des neuen Spannungszustandes im globalen Koordinatensystem erfolgt dann analog zu der im Rahmen des Schubversagens aufgezeigten Vorgehensweise.

Betrachtet man das oben erläuterte im Rahmen der Ubiquitous Joint Plasticity angewendete Verfahren zur Berechnung eines neuen Spannungszustandes, so erkennt man, dass sich die Anzahl der hierfür benötigten Materialkennwerte auf die zur Formulierung der Bruchkriterien für Materialmatrix und Trennflächenschar erforderlichen Kennwerte beschränkt. Sie lassen sich daher wie folgt zusammenfassen:

Erforderliche Kennwerte für die Gebirgsmatrix:

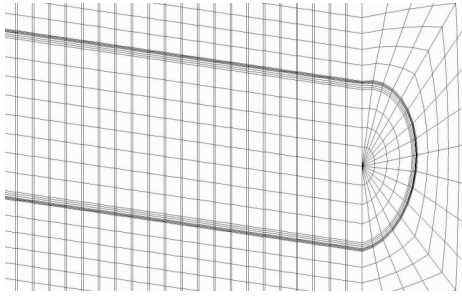
- Elastizitätsmodul des Gebirges E
- Querdehnzahl μ
- Reibungswinkel des Gebirges φ
- Kohäsion des Gebirges c
- Dilatanzwinkel des Gebirges ψ
- Zugfestigkeit des Gebirges σ^t

Erforderliche Kennwerte für die Trennflächenschar:

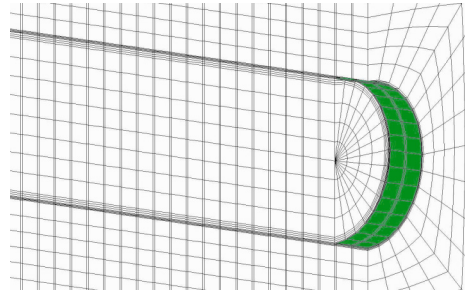
- Streichwinkel der Trennflächenschar (joint dip direction) α_F
- Fallwinkel der Trennflächenschar (joint dip angle) β
- Reibungswinkel der Trennflächenschar φ_T
- Kohäsion der Trennflächenschar c_T
- Dilatanzwinkel der Trennflächenschar ψ_T
- Zugfestigkeit der Trennflächenschar σ_T^t

5.4 Numerische Modellierung des Bauablaufs

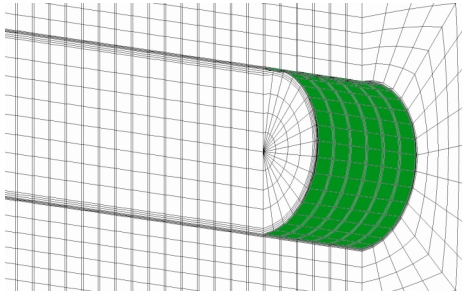
Die räumlichen Berechnungen erfolgten als step-by-step Analyse. Dazu wurden 20 Lastfälle bestehend aus dem Primärzustand und 19 Bauzustände simuliert (vgl. Abb. 5-16).



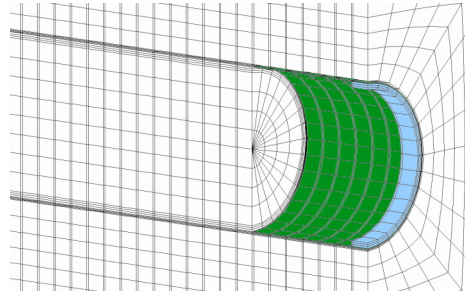
Primärspannungszustand



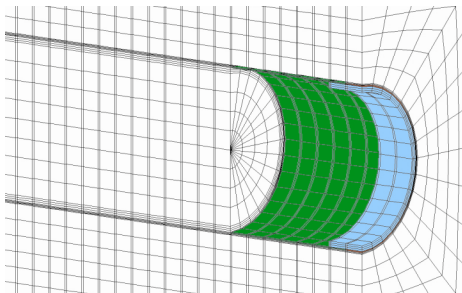
Bauzustand 1: TBM-Vortrieb 2. Abschlag



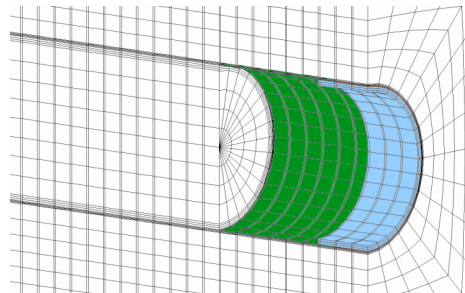
Bauzustand 5: TBM-Vortrieb 6. Abschlag



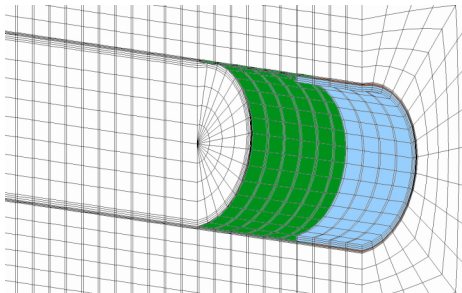
Bauzustand 6: TBM-Vortrieb 7. Abschlag,
Einbau 1. Tübbingring T01



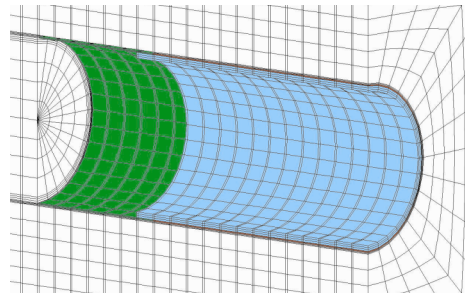
Bauzustand 7: TBM-Vortrieb 8. Abschlag,
Einbau 2. Tübbingring T02, Ringspaltverfüllung 1. Tübbingring T01



Bauzustand 8: TBM-Vortrieb 9. Abschlag,
Einbau 3. Tübbingring T03, Ringspaltverfüllung 3. Tübbingring T02



Bauzustand 9: TBM-Vortrieb 10. Abschlag,
Einbau 4. Tübbingring T04, Ringspaltverfüllung 2. Tübbingring T03



Bauzustand 19: TBM-Vortrieb. Abschlag,
Einbau 14. Tübbingring T14, Ringspaltverfüllung 13. Tübbingring T13

Abb. 5-16: Primärspannungszustand, Bauzustände 1, 5 bis 9, 19, Numerisches Berechnungsmodell TBM-S

Nach der Simulation des Primärspannungszustandes wurden in den nächsten Bauzuständen der TBM-Vortrieb mit einer Länge 10,5 m berechnet. Im Bauzustand 6 erfolgte die Aktivierung des ersten Tübbingrings im Bereich des Schildschwanzes. Mit Aktivierung des nächsten Tübbingrings in Bauzustand 7 wurde das Material des Schildmantels gegen das Material der Ringspaltverfüllung im Bereich des ersten eingebauten Tübbingrings ausgetauscht. Die nachfolgenden Bauzustände erfolgten analog dem zuvor beschriebenen Berechnungsschritt. Zur Veranschaulichung sind der Primärspannungszustand und die Bauzustände 1 bis 9 sowie 19 in Abb. 5-16 dargestellt.

5.5 Belastungsansätze

Für die Simulation des Anpressdrucks p_A an der Ortsbrust wurde stark vereinfacht eine gleichmäßig verteilte Flächenlast angesetzt (vgl. Abb. 5-17).

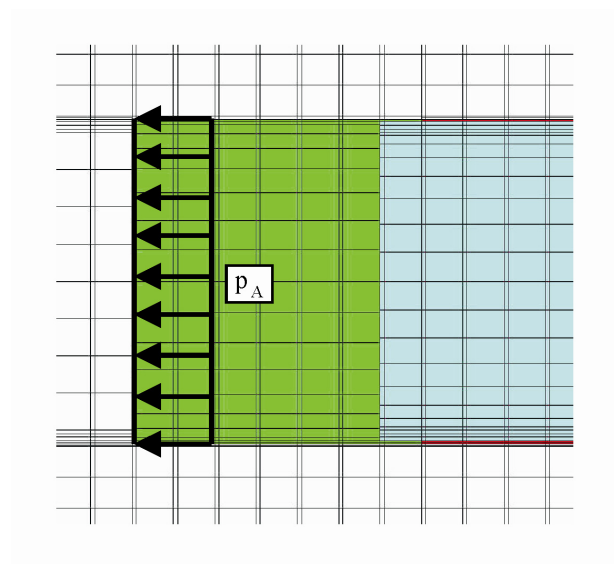


Abb. 5-17: Stark vereinfachter Ansatz des Anpressdrucks p_A an der Ortsbrust

Bei den Berechnungen wurde angenommen, dass es sich um ein trockenes Gebirge handelt. Daher erfolgte keine Berücksichtigung von mechanischen Beanspruchungen aus Wasserdruck.

5.6 Parameterstudien

Zur Analyse des Spannungsverformungsverhaltens des Gebirges bei einem Tunnelvortrieb mit einer TBM-S im Festgestein wurde mit dem zuvor beschriebenen numerischen

Modell Sensitivitäts- bzw. Parameterstudien durchgeführt, um daraus das Spannungsverformungsverhalten des Gebirges ableiten zu können.

Die Sensitivitätsstudien sind untergliedert in Untersuchungen bei Berücksichtigung der isotropen Materialeigenschaften des Gebirges mit dem Stoffgesetz mit Mohr-Coulomb Fließkriterium sowie linearelastisch-idealplastischem Spannungsdehnungsverhalten (vgl. Kap. 5.6.1) und Untersuchungen mit dem Ubiquitous joint model bei denen der Einfluss einer Trennflächenschar analysiert wird (s. Kap. 5.6.2). Die Parameter, die bei diesen Untersuchungen variiert wurden, werden in den einzelnen Kapiteln besprochen.

In den folgenden Abschnitten werden die einzelnen Berechnungsergebnisse der Parameterstudien beschrieben. Die Interpretation dieser Ergebnisse erfolgt in Kap. 6.

5.6.1 Parameterstudien bei Berücksichtigung von isotropen Materialeigenschaften des Gebirges

In den Sensitivitätsstudien bei Berücksichtigung von isotropen Materialeigenschaften des Gebirges wurden die Kennwerte des Gebirges, die Überlagerungshöhe $h_{\bar{u}}$, der Außendurchmesser des Tübbingrings D_{TR} , die Tübbingdicke d_T und der Anpressdruck p_A variiert (s. Kap. 5.6.1.1 bis Kap. 5.6.1.5). In der Tab. 5-4 sind die einzelnen Kenngrößen mit den variierten Bandbreiten zusammengefasst. Dabei basieren die Bandbreiten der Kennwerte für das Festgestein auf der in Kap. 3.2 beschriebenen und zusammengefassten Literaturrecherche. Eine mögliche Zugfestigkeit σ^t für das Gebirge wurde nicht angesetzt.

Tab. 5-4: Bandbreite Parameter Konvergenz im Bereich des Schildmantels / Spannungen Gebirge im Bereich der Tübbingsicherung (isotrope Materialeigenschaften Gebirge)

Kenngröße	Einheit	Bandbreite / Werte	Anzahl
Wichte Gebirge γ	[kN/m ³]	17 / 20 / 23 / 26	4
E-Modul Gebirge E_{Gebirge}	[MN/m ²]	100 / 500 / 1.000 / 5.000 / 10.000 / 20.000	6
Querdehnzahl μ	[-]	0,2 / 0,25 / 0,3 / 0,35 / 0,4	5
Reibungswinkel Gebirge φ_{Gebirge}	[°]	15 / 20 / 25 / 30 / 35 / 40 / 45	6
Kohäsion Gebirge c_{Gebirge}	[MN/m ²]	0,1 / 0,3 / 0,5 / 1,0 / 2,0	5
Überlagerungshöhe $h_{\bar{u}}$	[m]	30 / 50 / 100 / 250 / 500 / 1.000	6
Außendurchmesser Tübbingring D_{TR}	[m]	5,0 / 7,5 / 11,6 / 15,0 / 17,5	5
Tübbingdicke d_T	[cm]	10 / 20 / 30 / 40 / 50	5
Anpressdruck p_A	[kN/m ²]	0 / 100 / 300 / 1000	4

Die Durchführung der Berechnungen erfolgte am halben Systemmodell (vgl. Abb. 5-2). Die Studien, die in Kap. 5.6.1.1 bis 5.6.1.5 dargestellt sind, berücksichtigen dabei durchgehend einen Überschnitt, der über den gesamten Schildmantel in Vortriebsrichtung reicht (vgl. Abb. 5-5 und Abb. 5-7 (Variation Geo8 Referenzberechnung)).

In weiteren Studien (s. Kap. 5.6.1.6) wurde der Einfluss der Länge des durch den Überschnitt erzeugten ungestützten Bereichs bzw. das vorzeitige Aufliegen des Gebirges auf den Schildmantel analysiert. Ebenso war die Untersuchung des Einflusses einer baubetrieblich bedingten zeitlich späteren Ringspaltverfüllung Bestandteil der Studien (s. Kap. 5.6.1.7).

5.6.1.1 Verschiebungen Bereich Schildmantel

In Abb. 5-19 sind die Vertikalverschiebungen in der Firste im Bereich des Überschnitts als Längsschnitt für verschiedene Überlagerungshöhen exemplarisch für die Parameterstudien dargestellt. Durch die Annahme, dass ein planmäßiger Überschnitt im Bereich des Bohrkopfes durch die Kaliberdisken erzeugt wird, sind die Vertikalverschiebungen aus einer Vorverformung des Gebirges im Bereich der Kaliberdisken bzw. Ortsbrust für den entsprechenden Bauzustand zu Null gesetzt worden. Die dargestellten Verschiebungen im Bereich des Überschnitts ergeben sich dann aus der Summation der inkrementellen Verschiebungsanteile für die einzelnen Bauzustände. In Abb. 5-18 ist die Auswertung der Verschiebungen in der Firste im Bereich des Überschnitts durch ein Schema-bild veranschaulicht.

Die maximale Verschiebung nach der Herstellung des Überschnitts ergibt sich im Bereich des Schildschwanzes (vgl. Schnitt U_I-U_I in Abb. 5-19). Mit zunehmender Überlagerungshöhe $h_{\bar{u}}$ nehmen die Vertikalverschiebungen entsprechend stark in der Firste zu. Bei Betrachtung der Radialverschiebungen im Schnitt U_I-U_I (vgl. Abb. 5-20) zeigt sich in allen Berechnungen, dass sich die maximalen Verschiebungen in der Firste einstellen. Daher wird als maßgebendes Kriterium in den nachfolgenden Betrachtungen bzw. Darstellungen, die vertikale Firstverschiebung im Schnitt U_I-U_I Vertikalverschiebung u_{Firste} herangezogen.

Bei der Variation des E-Moduls für das Gebirge E_{Gebirge} lässt sich feststellen, dass die Vertikalverschiebungen u_{Firste} sehr stark vom E-Modul für das Gebirge E_{Gebirge} abhängig sind (vgl. Abb. 5-21). Während bei einem Überschnitt von 10 cm und einem E-Modul für das Gebirge von $E_{\text{Gebirge}} = 5.000 \text{ MN/m}^2$ noch bis zu einer Überlagerungshöhe von $h_{\bar{u}} = 1.000 \text{ m}$, der durch den Überschnitt erzeugte Hohlraumbereich, nicht geschlossen ist, besteht bei einem E-Modul des Gebirges von $E_{\text{Gebirge}} = 500 \text{ MN/m}^2$ bereits ab einer Überlagerungshöhe ab $h_{\bar{u}} = 170 \text{ m}$ die Gefahr eines Verklemmens des Schildes.

Die Abb. 5-22 zeigt sehr deutlich, dass der Anpressdruck p_A einen kaum bemerkbaren Einfluss auf die Vertikalverschiebung u_{Firste} hat. Ebenso dokumentiert Abb. 5-23, dass die Querdehnzahl des Gebirges μ , wie anzunehmen war, einen unbedeutenden Einfluss auf die Vertikalverschiebung u_{Firste} aufweist.

Die Wichte des Gebirges γ , die mit der Überlagerungshöhe korrespondiert, birgt eine entsprechende Zunahme der Vertikalverschiebung u_{Firste} in sich (vgl. Abb. 5-24).

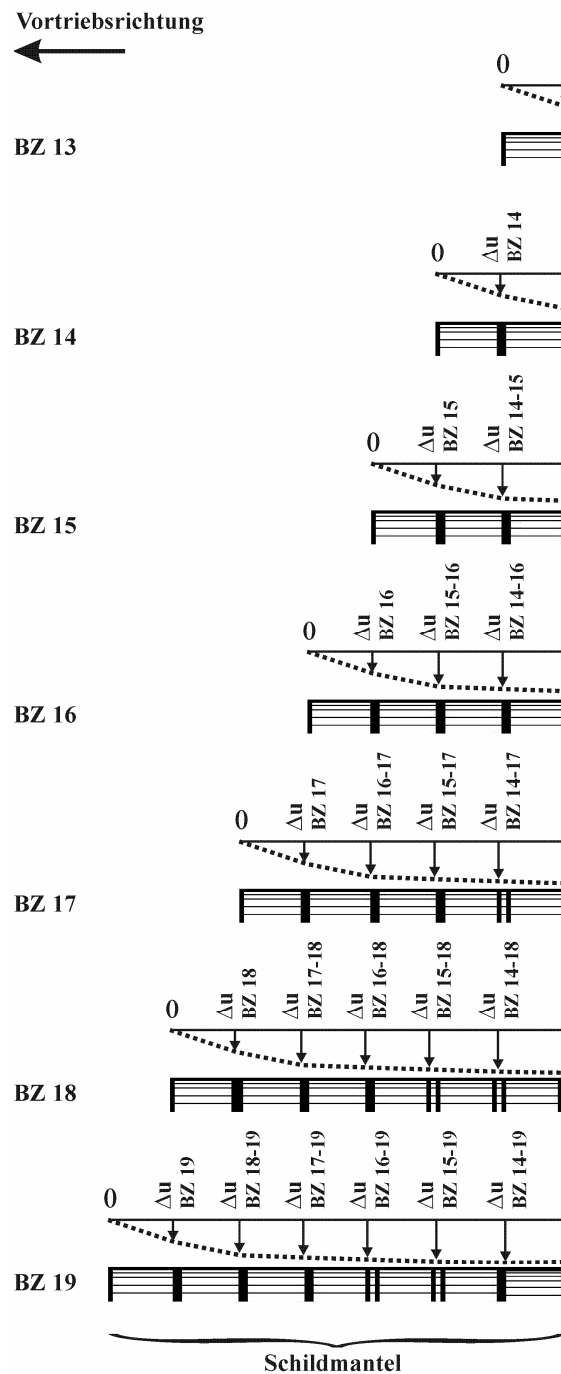


Abb. 5-18: Schema Auswertung Vertikalverschiebung der Firste im Bereich des Überschnittes

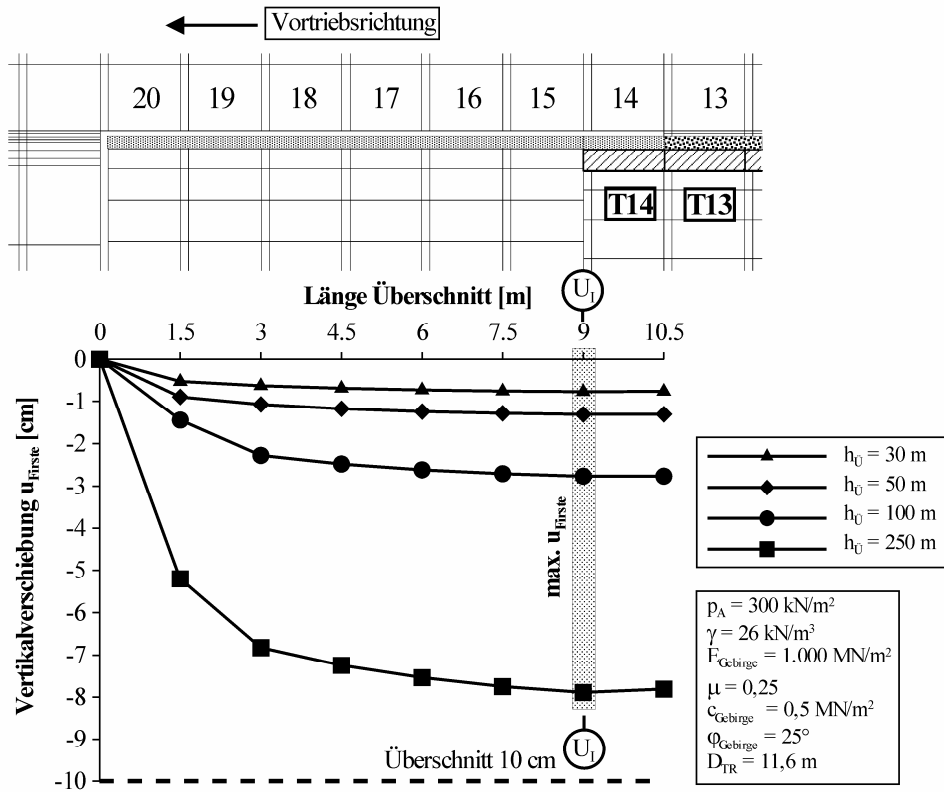


Abb. 5-19: Vertikalverschiebung der Firste im Längsschnitt des Überschnitts

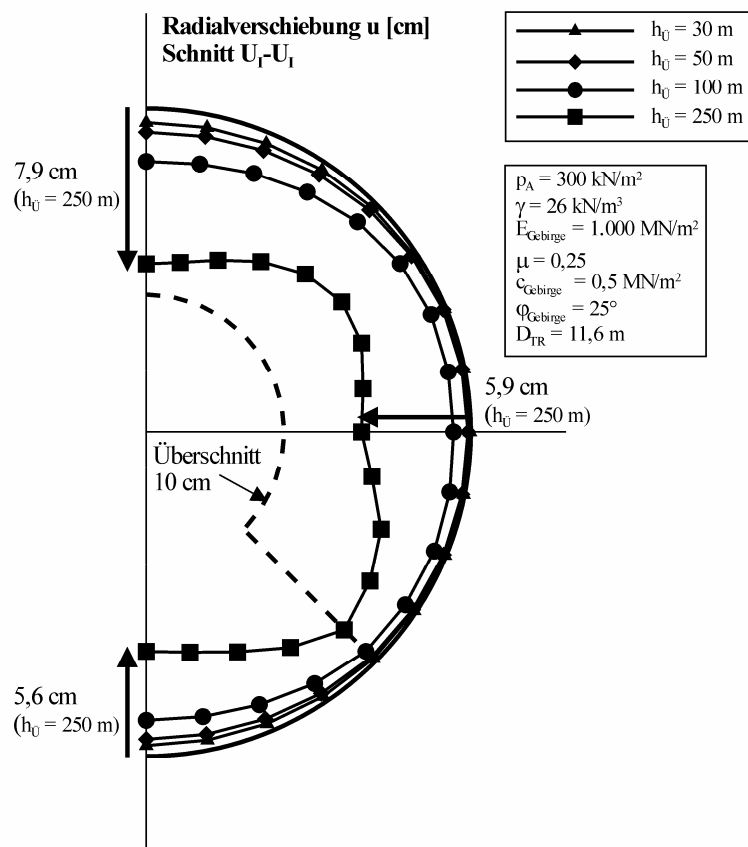


Abb. 5-20: Radialverschiebungen im Schnitt U_I-U_I

Eine Variation des Durchmessers des Tübbingrings D_{TR} bzw. des Schilddurchmessers verändern nur unwesentlich die Vertikalverschiebung u_{Firste} (vgl. Abb. 5-25).

Vergleichbar mit dem Einfluss des E-Moduls des Gebirges $E_{Gebirge}$ haben auch die Scherfestigkeiten des Gebirges $\varphi_{Gebirge}$ und $c_{Gebirge}$ starke Auswirkung auf die Größe der Vertikalverschiebung u_{Firste} . In den Abb. 5-26 bis Abb. 5-31 ist zu erkennen, wie die Vertikalverschiebung u_{Firste} überproportional bei zunehmender Überlagerungshöhe $h_{\bar{u}}$ und abnehmender Scherfestigkeiten $\varphi_{Gebirge}$ und $c_{Gebirge}$ ansteigt. Dagegen ergeben sich für hohe Scherfestigkeiten des Gebirges nur sehr geringe Veränderungen in der Vertikalverschiebung u_{Firste} .

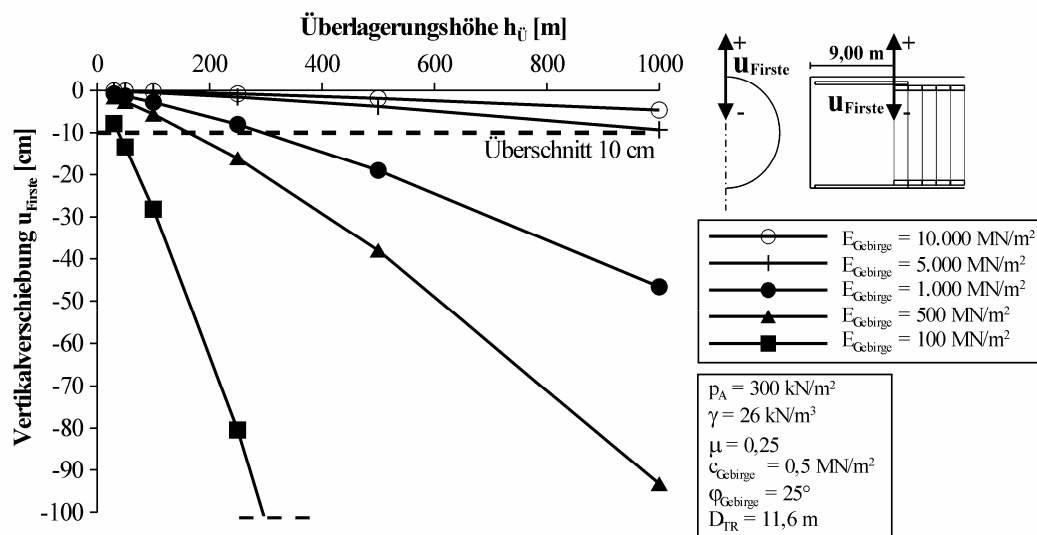


Abb. 5-21: Vertikalverschiebung Firste Variation E-Modul Gebirge $E_{Gebirge}$

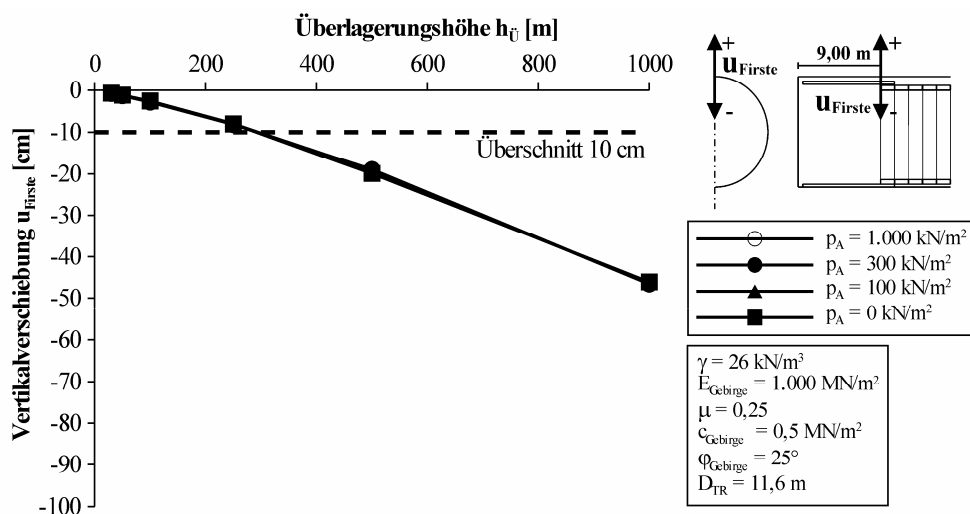


Abb. 5-22: Vertikalverschiebung Firste Variation Anpressdruck p_A

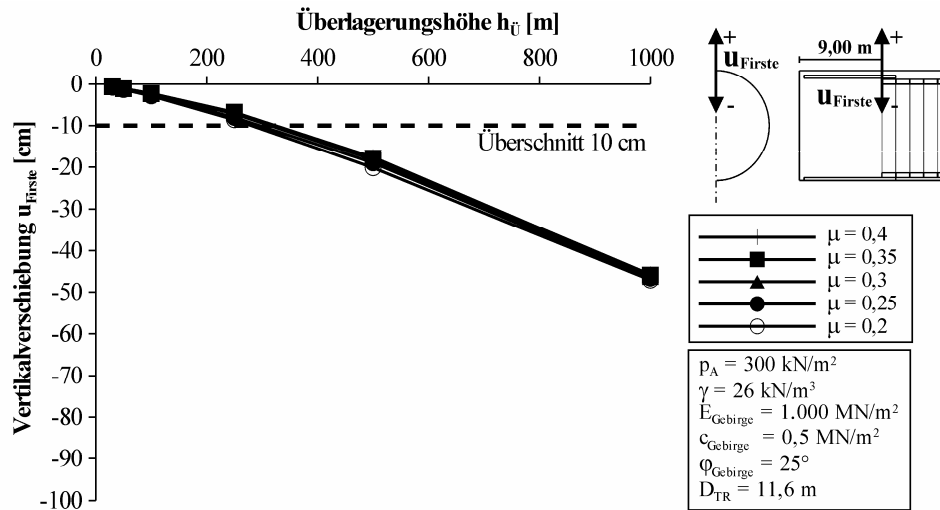


Abb. 5-23: Vertikalverschiebung Firste Variation Querdehnzahl Gebirge μ

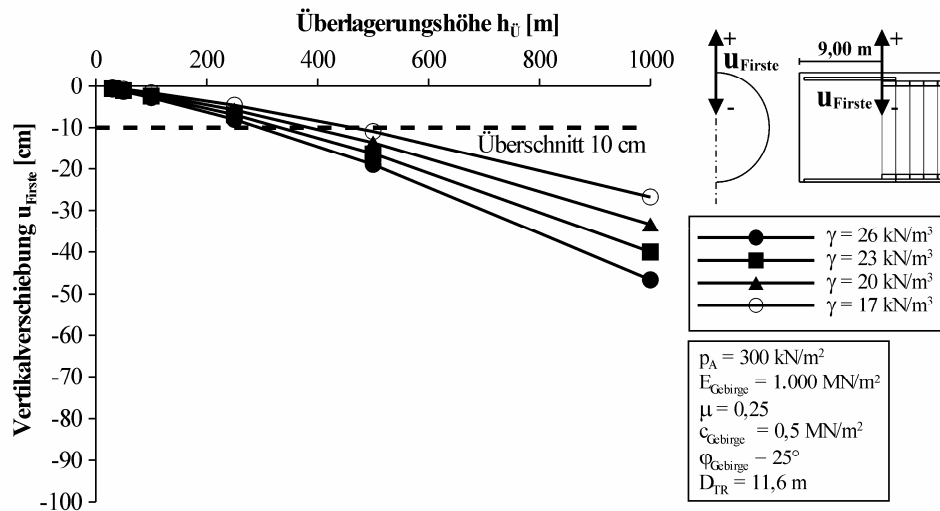


Abb. 5-24: Vertikalverschiebung Firste Variation Wichte Gebirge γ

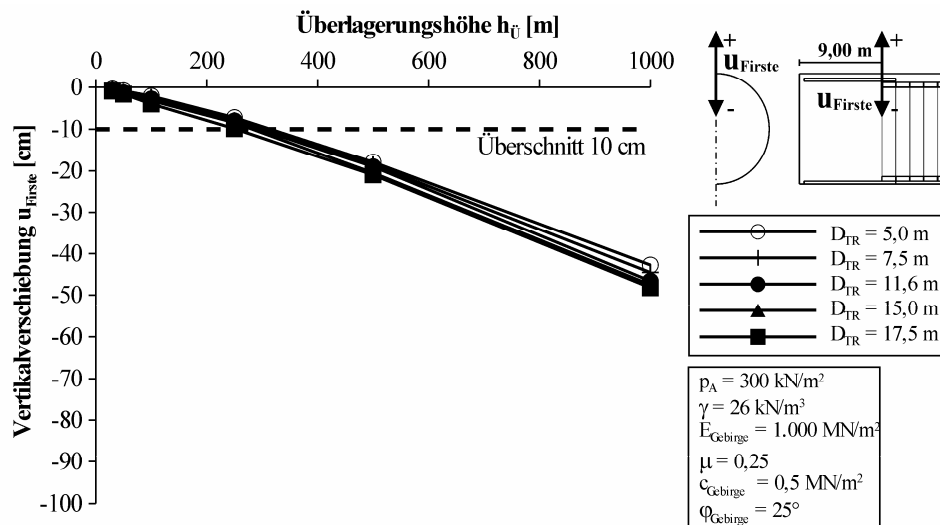


Abb. 5-25: Vertikalverschiebung Firste Variation Durchmesser Tübbingring D_{TR}

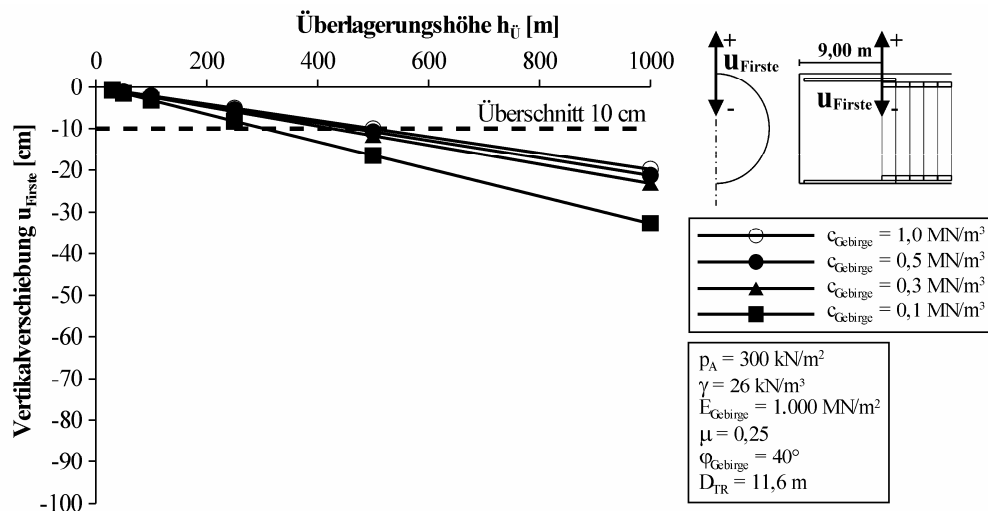


Abb. 5-26: Vertikalversch. Firste Variation Kohäsion $c_{Gebirge}$, Reibungswinkel $\phi_{Gebirge} = 40^\circ$

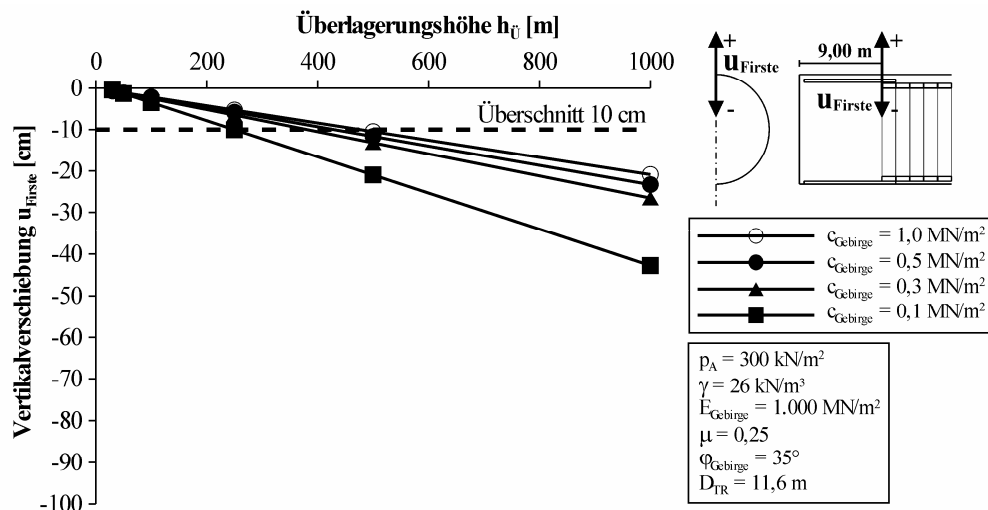


Abb. 5-27: Vertikalversch. Firste Variation Kohäsion $c_{Gebirge}$, Reibungswinkel $\phi_{Gebirge} = 35^\circ$

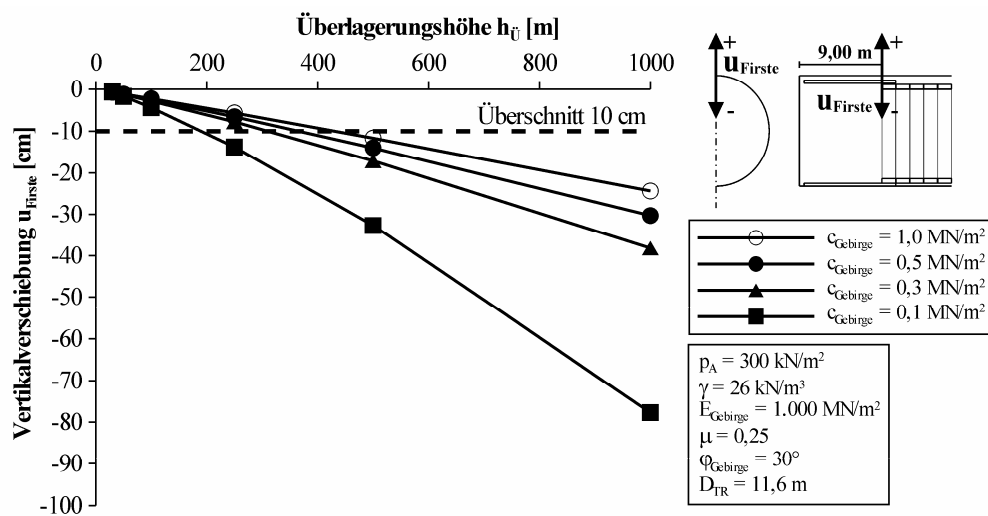
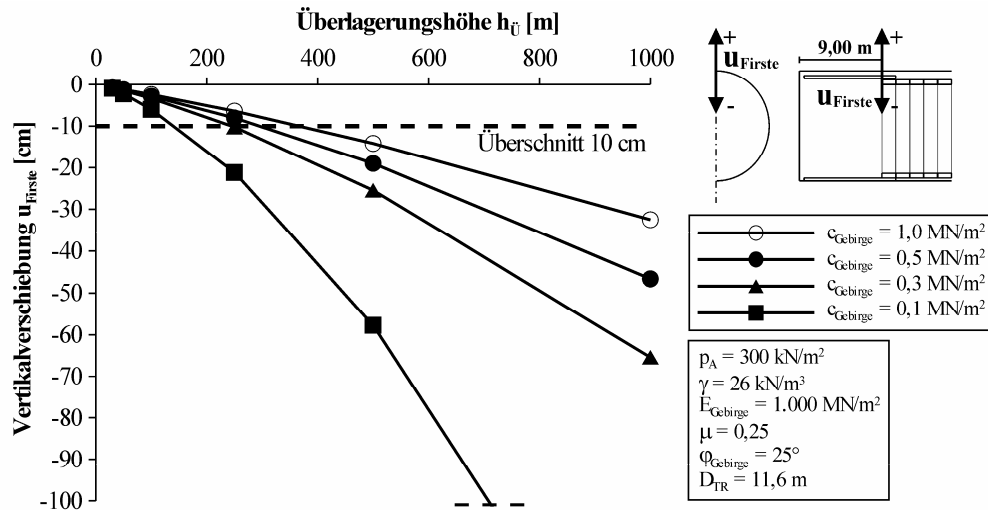
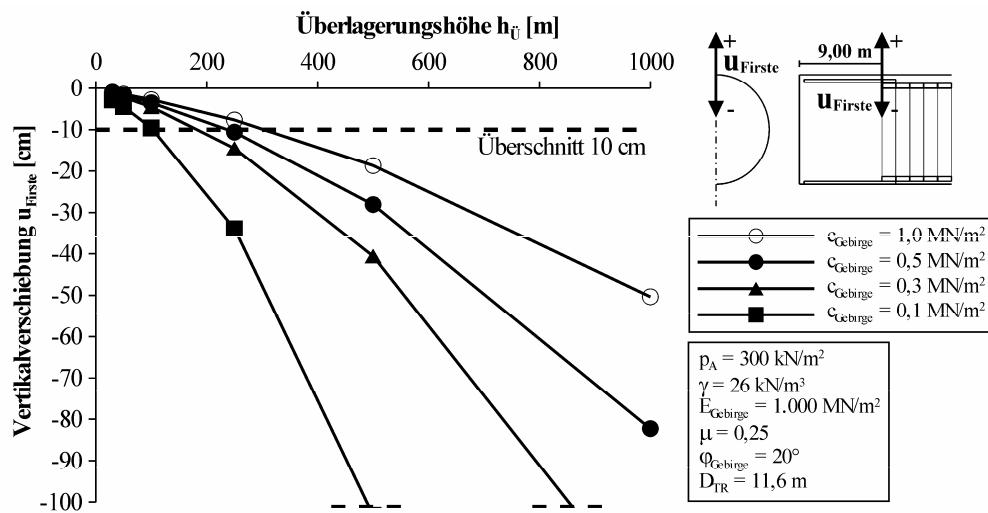
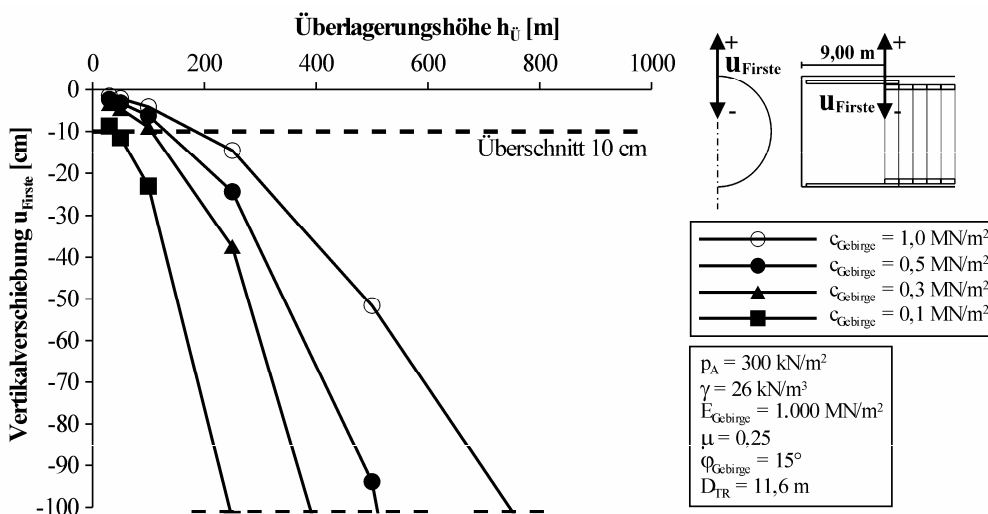


Abb. 5-28: Vertikalversch. Firste Variation Kohäsion $c_{Gebirge}$, Reibungswinkel $\phi_{Gebirge} = 30^\circ$


Abb. 5-29: Vertikalversch. Firste Variation Kohäsion c_{Gebirge} Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 25^\circ$

Abb. 5-30: Vertikalversch. Firste Variation Kohäsion c_{Gebirge} Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 20^\circ$

Abb. 5-31: Vertikalversch. Firste Variation Kohäsion c_{Gebirge} Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 15^\circ$

5.6.1.2 Gebirgsspannungen

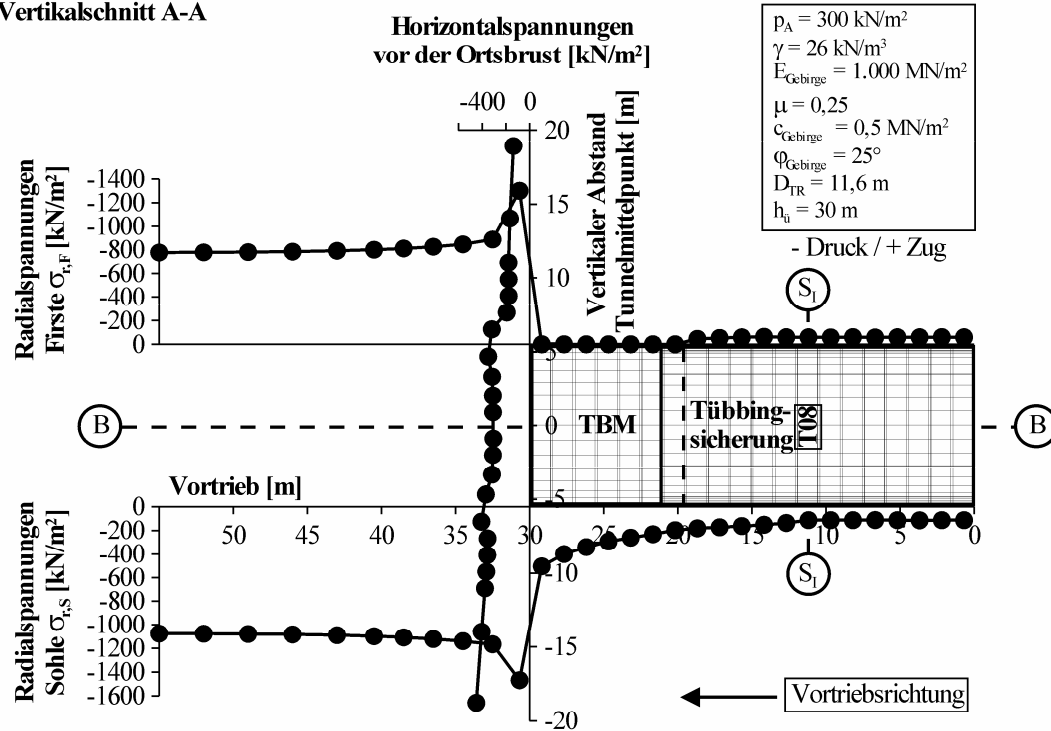
Die Abb. 5-32 veranschaulicht die Spannungsumlagerung im Gebirge, die sich im Ausbruchbereich des TBM-Vortriebs rechnerisch ergibt.

So ist festzustellen, dass die Radialspannungen bzw. Vertikal- und Horizontalspannungen in der Firste, Ulme und Sohle kurz vor dem Ausbruch im Bereich der Ortsbrust stark ansteigen. Im Bereich des Überschnitts reduzieren sich die Gebirgsspannungen in der Firste und in der Ulme auf Null. Die Gebirgsspannungen in der Sohle bauen sich im Bereich des Schildmantels ab. In der Firste und in der Ulme ist beim Einbau der Tübbingsicherung ein langsamer Anstieg der Gebirgsspannungen zu beobachten, während sich die Gebirgsspannungen in der Sohle weiter abbauen. Die maximale Gebirgsspannung für die Tübbingsicherung ergibt sich für alle Variationsberechnungen im Bereich des 7. Tübbingrings (T08), was einem 1,6-fachen Tunneldurchmesser Abstand bezogen auf die Tunnelortsbrust entspricht. Danach ergeben sich für die Firste, die Ulme und die Sohle konstante Werte für die Gebirgsspannungen.

In Abb. 5-33 und Abb. 5-34 sind die Radialspannungen σ_r und die Tangentialspannungen σ_t für den Schnitt S_I - S_{II} , in dem die maximalen Gebirgsspannungen auftreten und die auf die Tübbingsicherung als Belastung wirken, dargestellt. Die Tangentialspannungen σ_t betragen dabei maximal bis ca. 16 % der Radialspannungen σ_r in den untersuchenden Fällen.

Für eine Bemessung der Tübbinge sind die Gebirgsspannungen, die im Schnitt S_I - S_{II} bzw. im Tübbingring T08 auftreten, maßgebend. Daher werden im Folgenden die Radialspannungen σ_r , die sich in der Firste (vgl. Kap. 5.6.1.3), in der Ulme (vgl. Kap. 5.6.1.4) und in der Sohle (vgl. Kap. 5.6.1.5) ergeben, betrachtet. Auf die Darstellung der Tangentialspannungen σ_t wird verzichtet, da diese aufgrund ihrer Größe vernachlässigbar gering sind, was den Empfehlungen der DGEG [1980] entspricht.

Vertikalschnitt A-A



Horizontalschnitt B-B

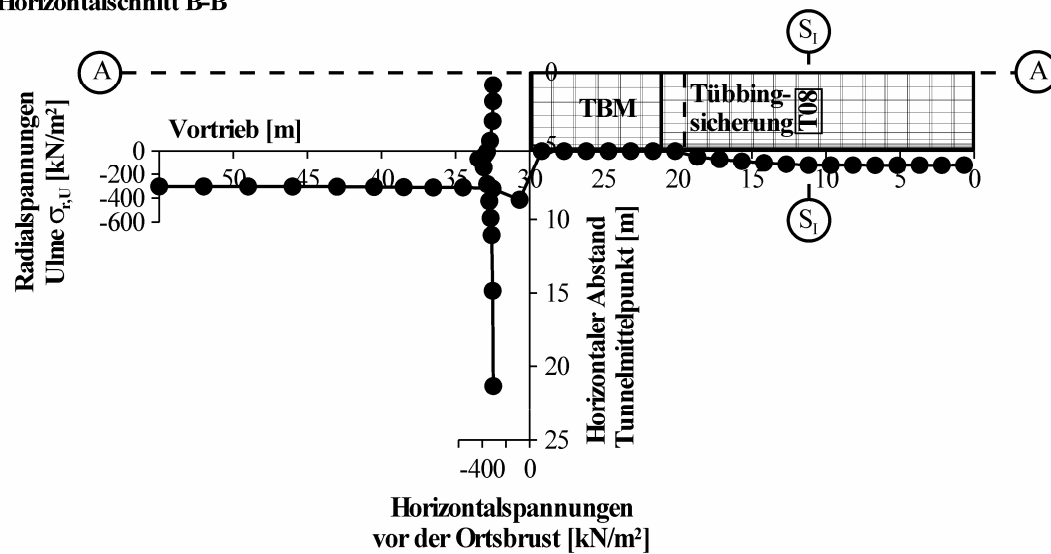


Abb. 5-32: Verlauf der Radialspannungen im Bereich der Firste, Ulme sowie Sohle und Verlauf der Vertikal- und Horizontalspannungen im Bereich der Ortsbrust

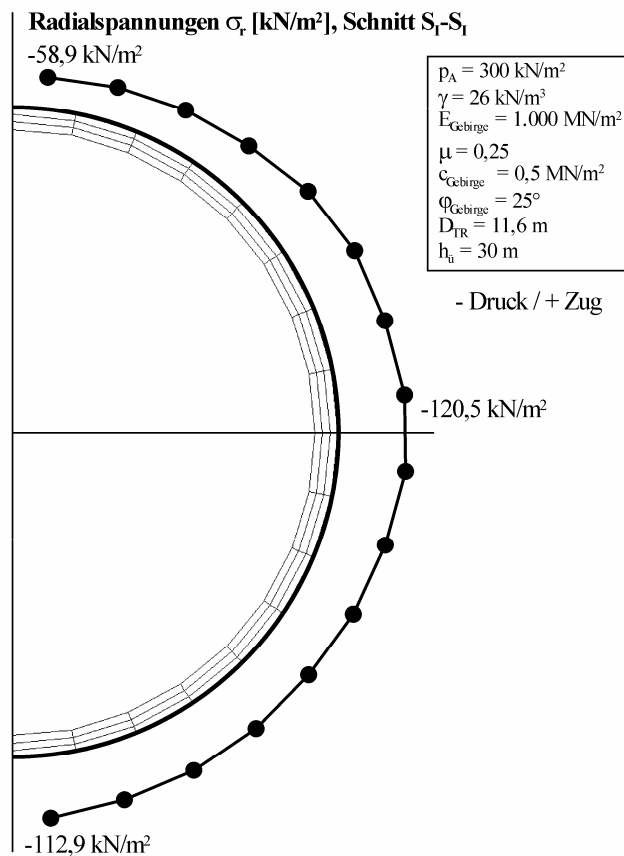


Abb. 5-33: Radialspannungen im Schnitt S_I - S_I

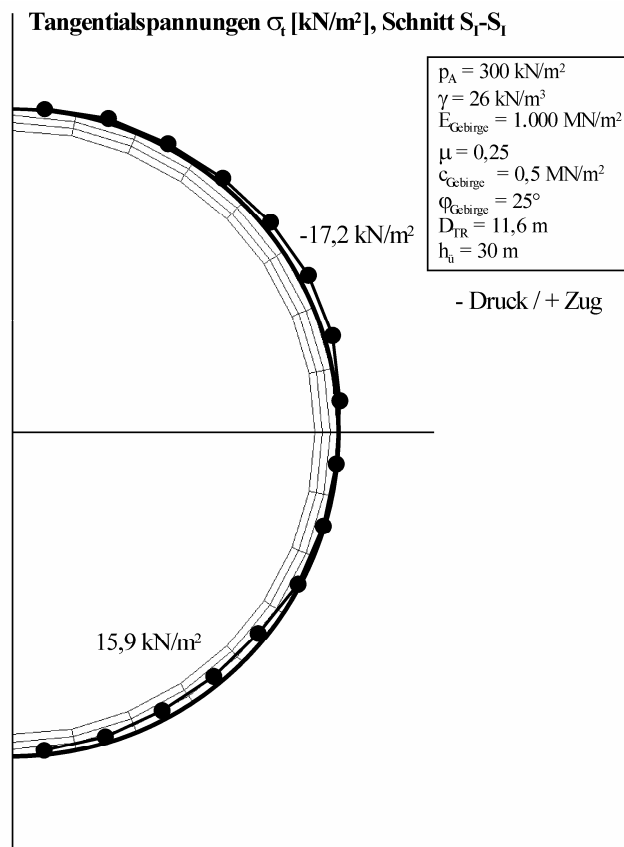


Abb. 5-34: Tangentialspannungen im Schnitt S_I - S_I

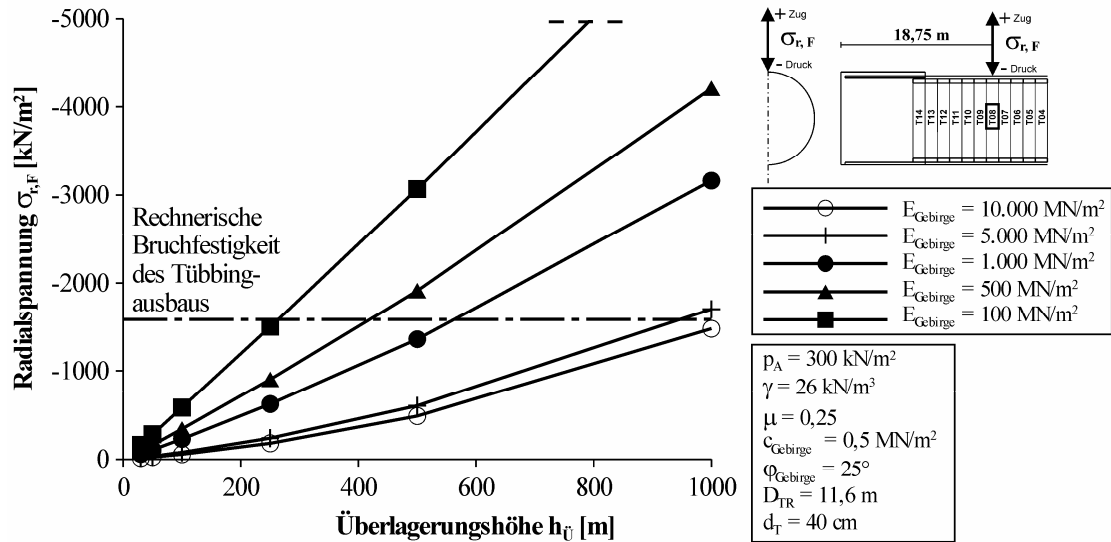
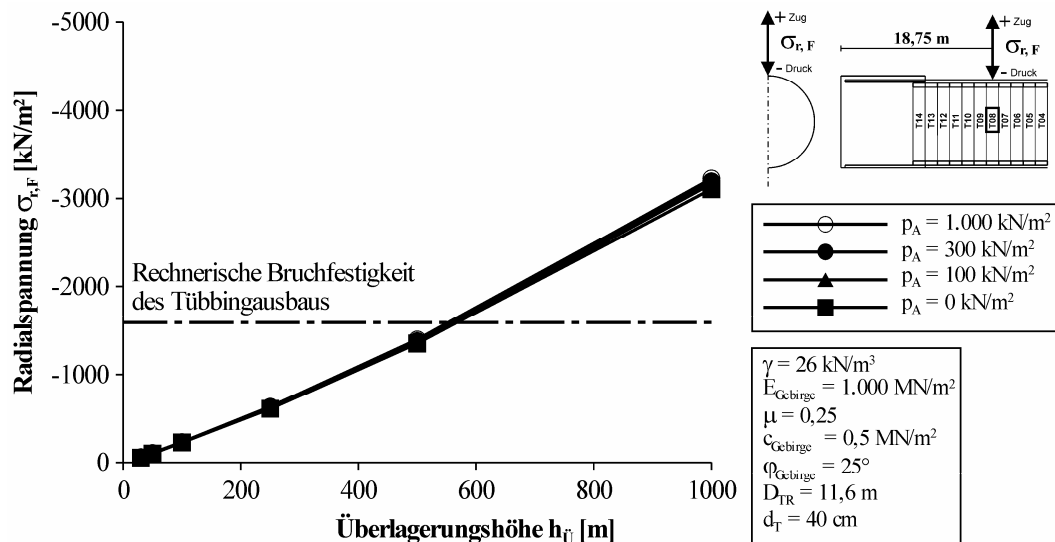
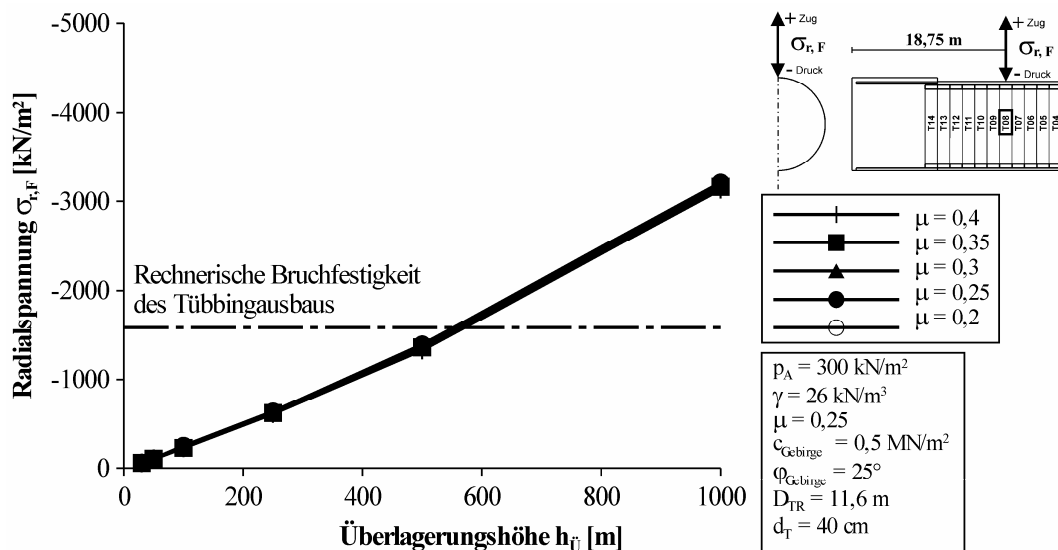
5.6.1.3 Gebirgsspannungen Firste Bereich Tübbing T08

Analog zu den Vertikalverschiebungen in der Firste (vgl. Kap. 5.6.1.1) zeigen sich bei den Radialspannungen in der Firste $\sigma_{r,F}$ im Bereich der Tübbingrings T08 starke Abhängigkeiten vom E-Modul des Gebirges E_{Gebirge} (vgl. Abb. 5-35), von der Wichte des Gebirges γ (vgl. Abb. 5-38) sowie von den Scherfestigkeiten des Gebirges φ_{Gebirge} und c_{Gebirge} (vgl. Abb. 5-41 bis Abb. 5-46).

Entsprechend ergibt sich für die Parameter Anpressdruck p_A (vgl. Abb. 5-36), Querdehnzahl des Gebirge μ (vgl. Abb. 5-37) und Durchmesser des Tübbingrings D_{TR} (vgl. Abb. 5-39) keine bzw. nur eine sehr geringe Abhängigkeit.

Bei der Variation der Tübbingdicke d_T ist zu erkennen, dass bei einer geringen Tübbingdicke z. B. $d_T = 10$ cm kleinere Radialspannungen in der Firste $\sigma_{r,F}$ auftreten als bei einer größeren Tübbingdicke z. B. $d_T = 50$ cm (vgl. Abb. 5-40).

Zur Veranschaulichung der Beanspruchung der Tübbinge ist in den Diagrammen der Rechenwert der Bruchfestigkeit β_R mit $23,0 \text{ MN/m}^2$ nach DIN 1045 (1988-07) für einen Beton C35/45 bezogen auf die Dicke des Tübbingquerschnitts dargestellt. Dabei wurde stark vereinfacht davon ausgegangen, dass im Tübbingquerschnitt nur Normalkräfte wirken und die Spannungsverteilung im Tübbing konstant ist. Der Rechenwert der Bruchfestigkeit β_R entspricht annähernd dem Bemessungswert des Widerstandes R_d für die Grundkombination mit $23,3 \text{ MN/m}^2$ für einen Beton C35/45. Bei einer Bemessung der Tübbinge ist die gültige DIN 1045 (2001-07) beruhend auf dem Teilsicherheitskonzept anzuwenden. Beim Teilsicherheitskonzept sind für die Einwirkungen entsprechende Teilsicherheitsbeiwerte zu berücksichtigen. Die Schnittkraftermittlung mit den hier entwickelten Gebirgsdruckansätzen ist an einem statischen Ersatzsystem durchzuführen.


Abb. 5-35: Radialspannung Erste Variation E-Modul Gebirge E_{Gebirge}

Abb. 5-36: Radialspannung Erste Variation Anpressdruck p_A

Abb. 5-37: Radialspannung Erste Variation Querdehnzahl Gebirge μ

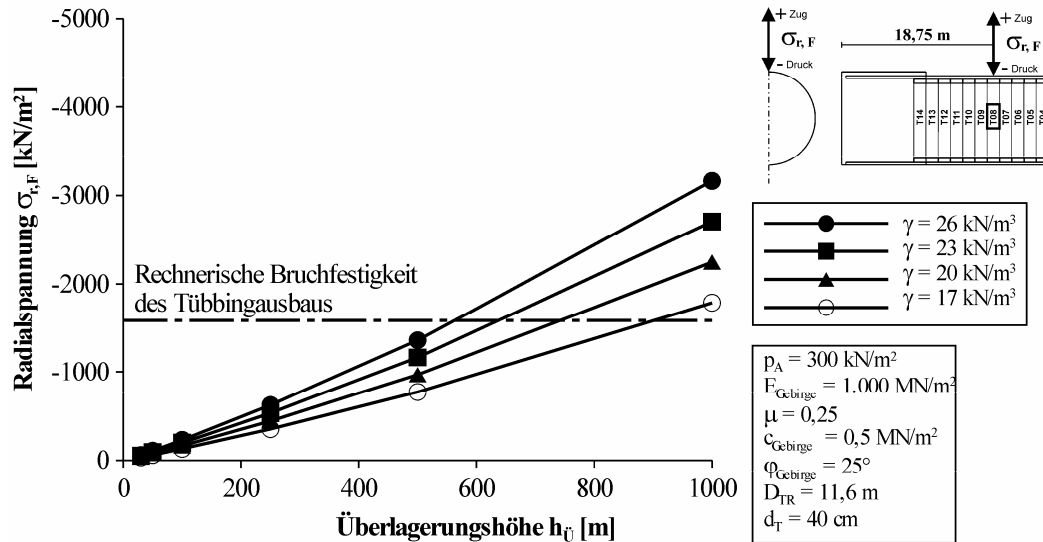


Abb. 5-38: Radialspannung Firste Variation Wichte Gebirge γ

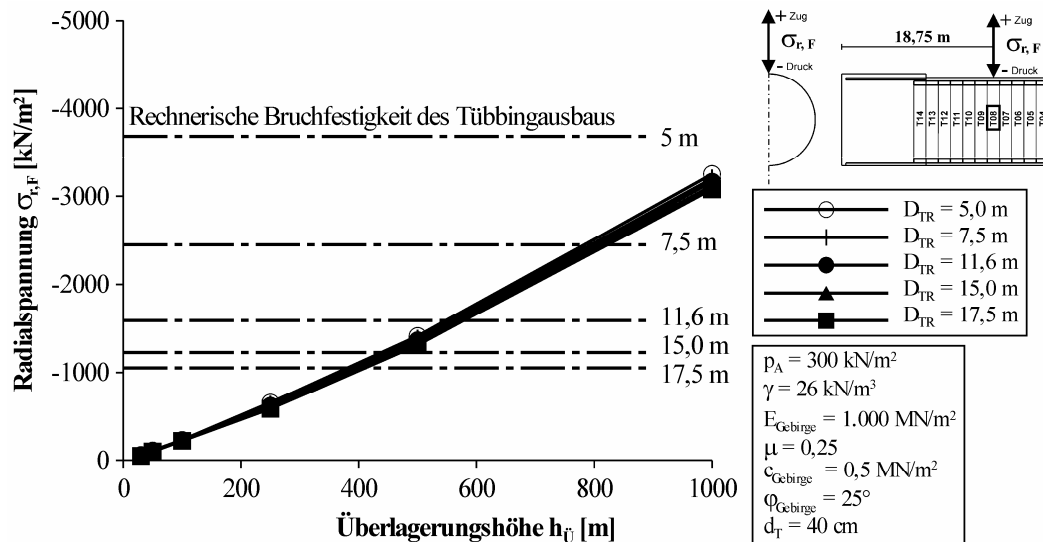


Abb. 5-39: Radialspannung Firste Variation Durchmesser Tübbingring D_{TR}

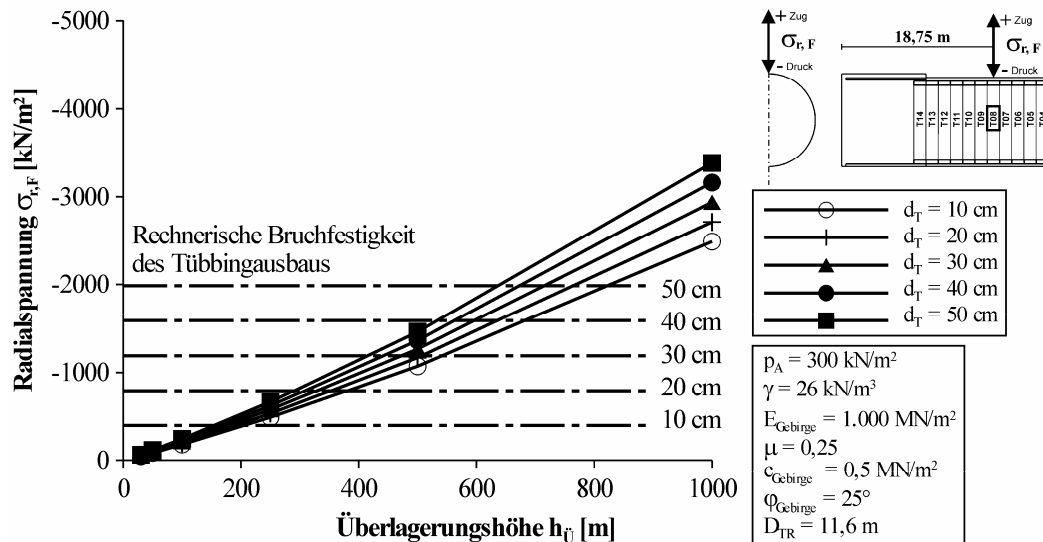


Abb. 5-40: Radialspannung Firste Variation Dicke Tübbing d_T

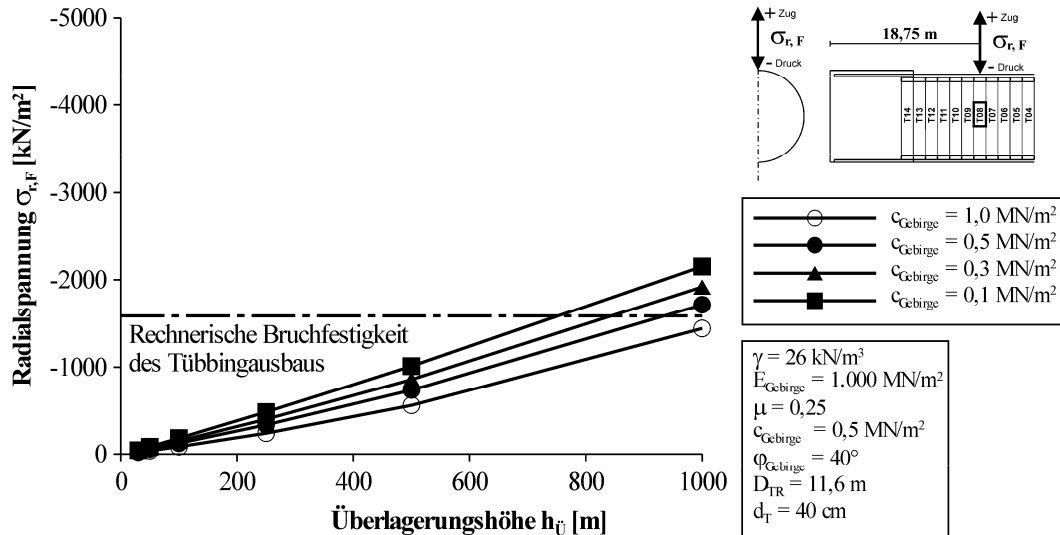


Abb. 5-41: Radialspann. Firste Variation Kohäsion c_{Gebirge} , Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 40^\circ$

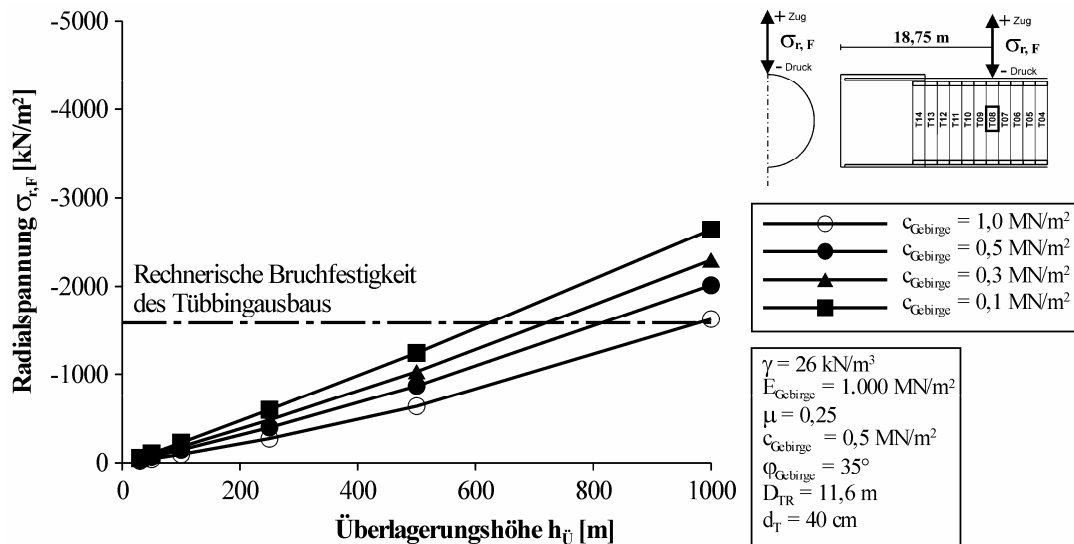


Abb. 5-42: Radialspann. Firste Variation Kohäsion c_{Gebirge} , Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 35^\circ$

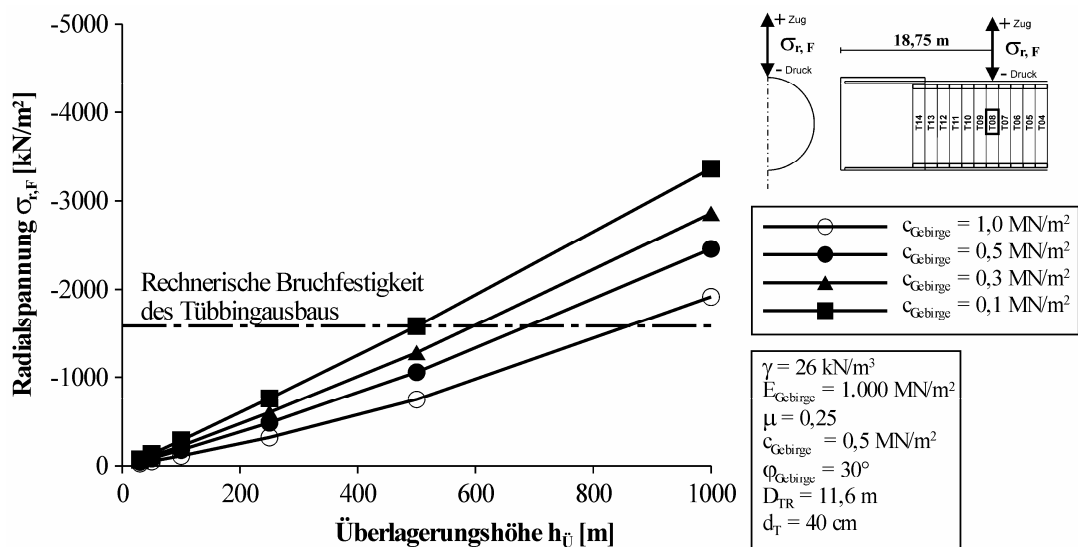


Abb. 5-43: Radialspann. Firste Variation Kohäsion c_{Gebirge} , Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 30^\circ$

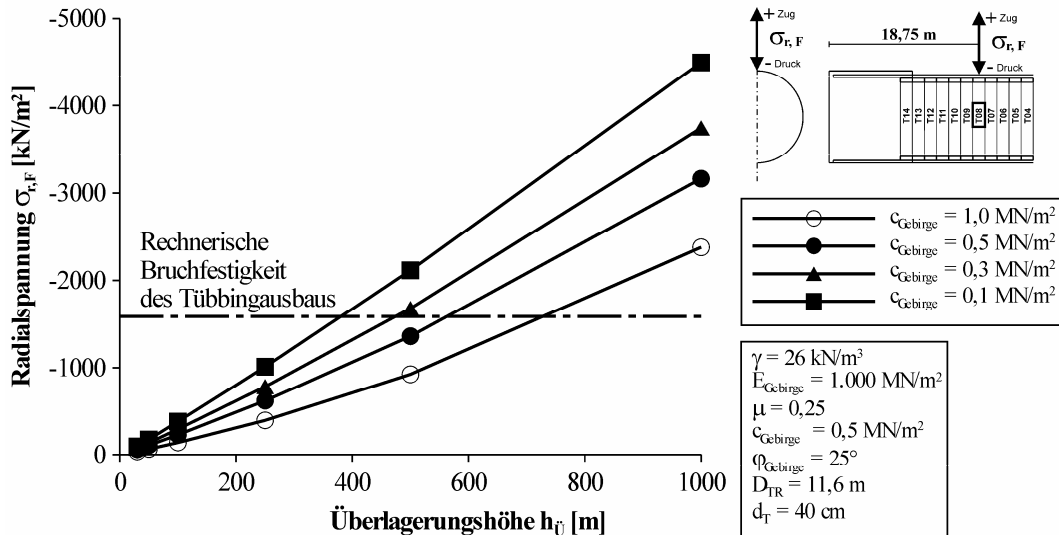


Abb. 5-44: Radialspann. Erste Variation Kohäsion c_{Gebirge} , Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 25^\circ$

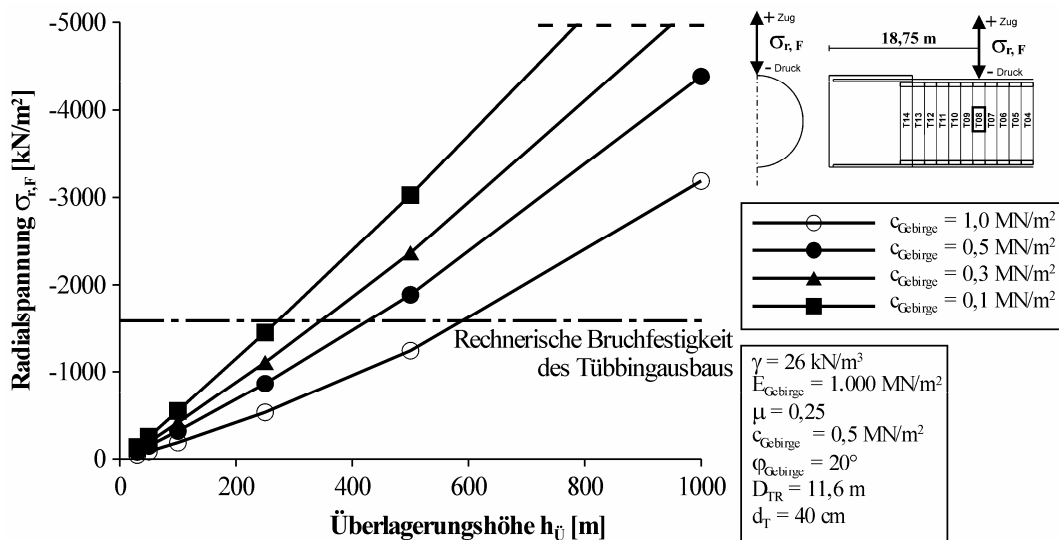


Abb. 5-45: Radialspann. Erste Variation Kohäsion c_{Gebirge} , Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 20^\circ$

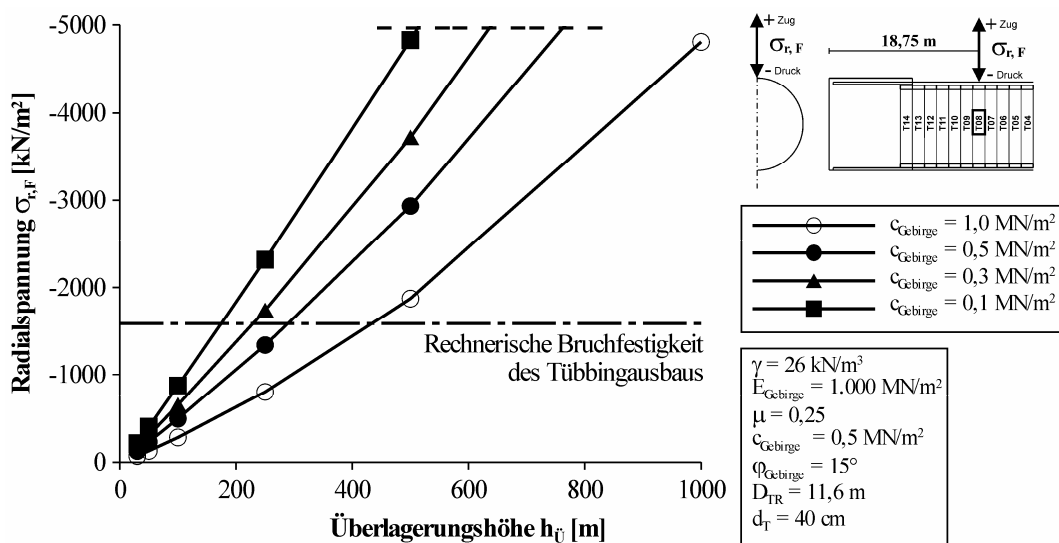


Abb. 5-46: Radialspann. Erste Variation Kohäsion c_{Gebirge} , Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 15^\circ$

5.6.1.4 Gebirgsspannungen Ulme Bereich Tübbing T08

Bei der Betrachtung der Radialspannungen in der Ulme $\sigma_{r,U}$ sind starke Beeinflussungen durch die Parameter E-Modul des Gebirges E_{Gebirge} (vgl. Abb. 5-47), Wichte des Gebirges γ (vgl. Abb. 5-50) sowie Scherfestigkeiten des Gebirges φ_{Gebirge} und c_{Gebirge} (vgl. Abb. 5-53 bis Abb. 5-58) festzustellen.

Durch die Veränderung des Anpressdrucks p_A zeigt sich keine Beeinflussung der Radialspannung in der Ulme $\sigma_{r,U}$ (vgl. Abb. 5-48).

Bei der Variation der Querdehnzahl des Gebirges μ ist ein schwacher Einfluss auf die Radialspannung in der Ulme $\sigma_{r,U}$ zu erkennen (vgl. Abb. 5-49).

Der Parameter Durchmesser Tübbingring D_{TR} beeinflusst die Radialspannungen der Ulme $\sigma_{r,U}$ bis zu einem Durchmesser von 11,6 m sehr stark. Bei einem größeren Durchmesser ist keine Veränderung in den Spannungen erkennbar (vgl. Abb. 5-51).

In Abb. 5-52 sind die Variationsberechnungen für den Parameter Dicke Tübbing d_T dargestellt. Für eine geringe Tübbingdicke ergeben sich geringe Radialspannungen in der Ulme $\sigma_{r,U}$. Ab einer Tübbingdicke von $d_T = 30$ cm ist keine Beeinflussung der Radialspannungen der Ulme $\sigma_{r,U}$ zu verzeichnen.

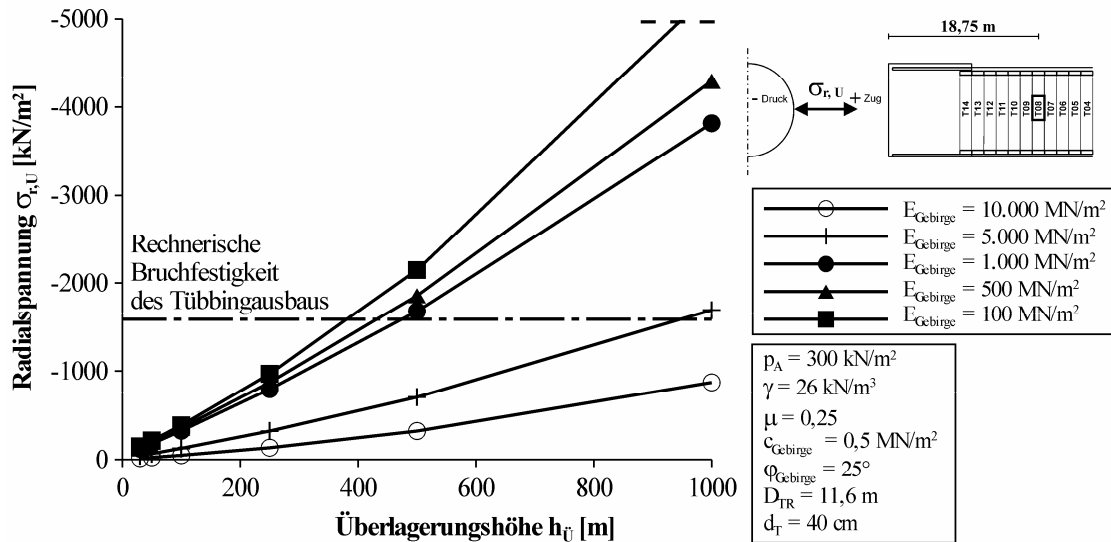


Abb. 5-47: Radialspannung Ulme Variation E-Modul Gebirge E_{Gebirge}

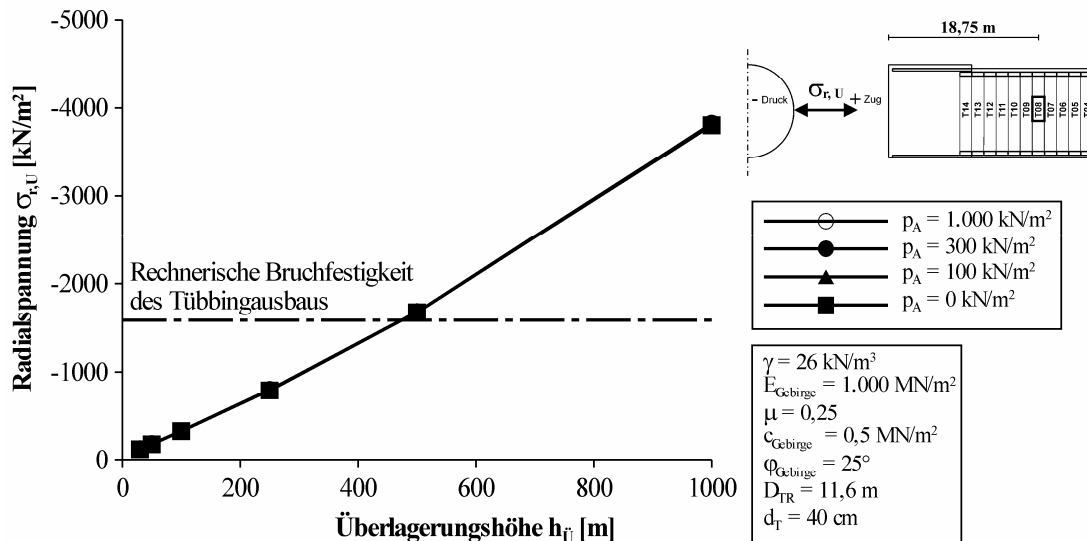


Abb. 5-48: Radialspannung Ulme Variation Anpressdruck p_A

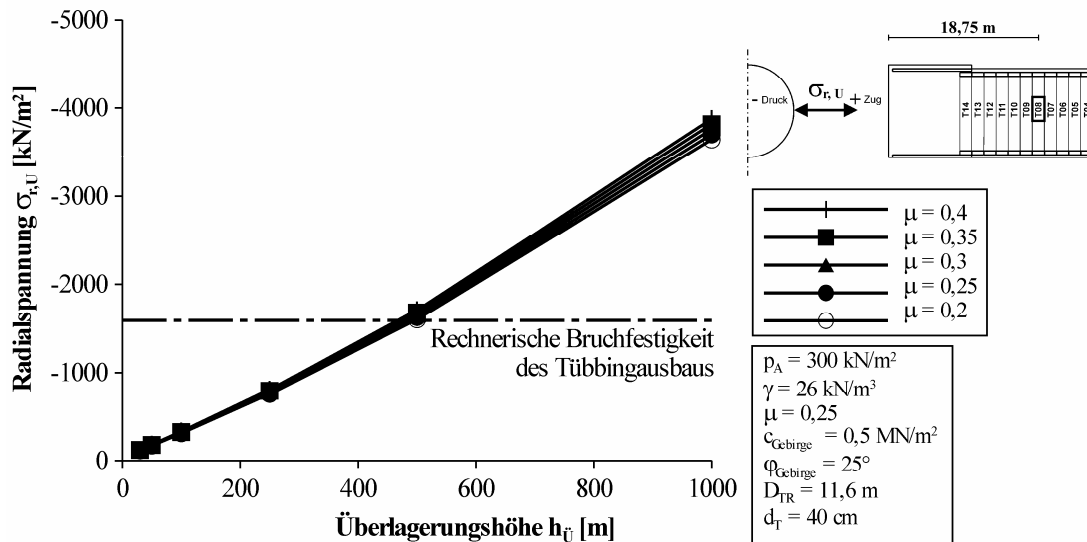


Abb. 5-49: Radialspannung Ulme Variation Querdehnzahl Gebirge μ

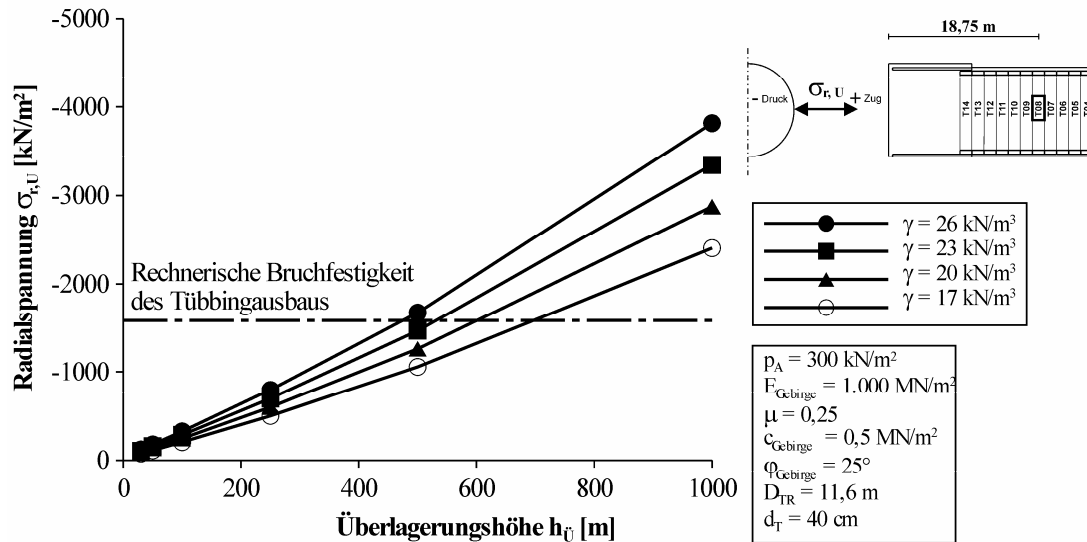


Abb. 5-50: Radialspannung Ulme Variation Wichte Gebirge γ

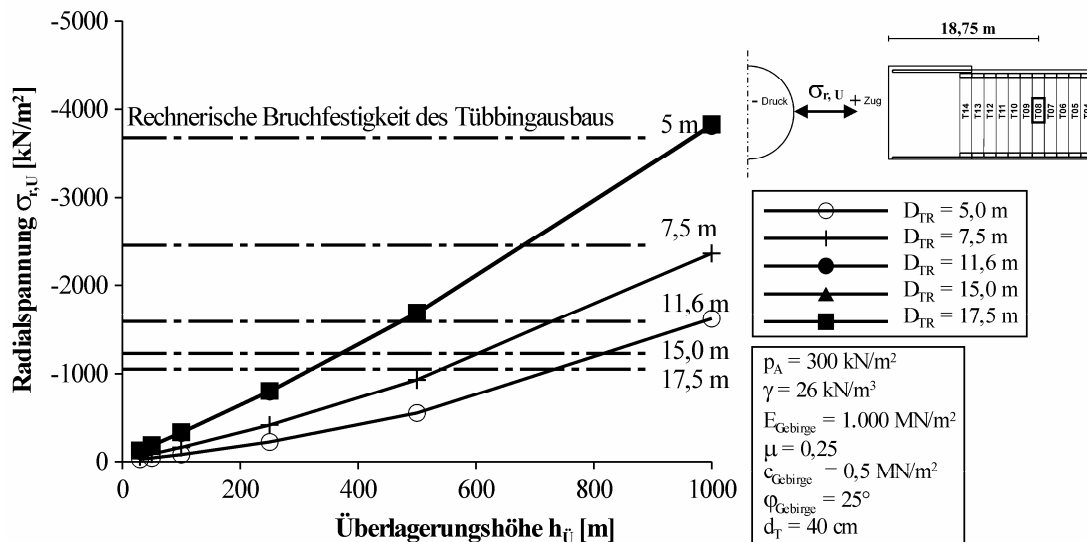


Abb. 5-51: Radialspannung Ulme Variation Durchmesser Tübbingring D_{TR}

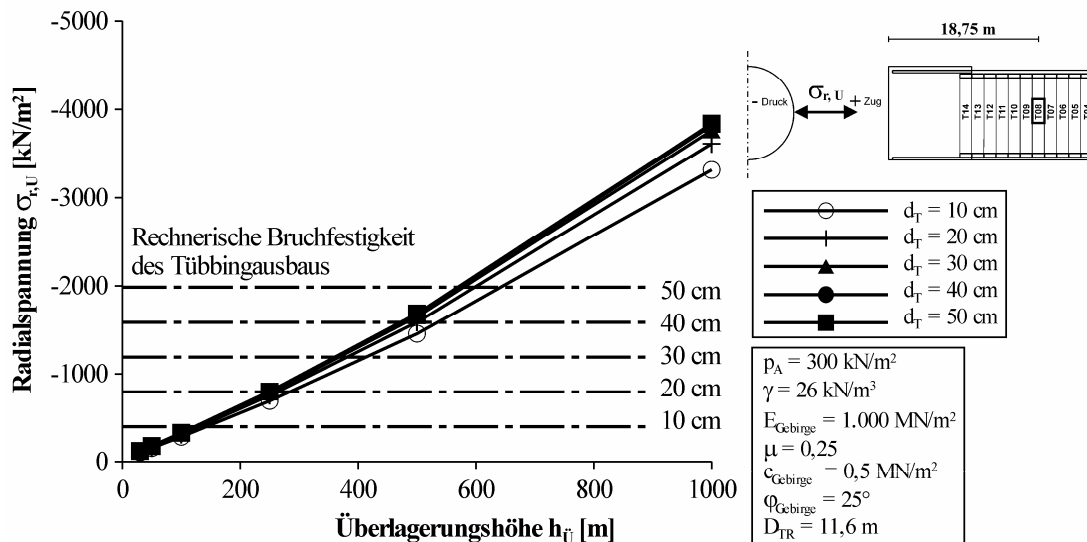


Abb. 5-52: Radialspannung Ulme Variation Dicke Tübbing d_T

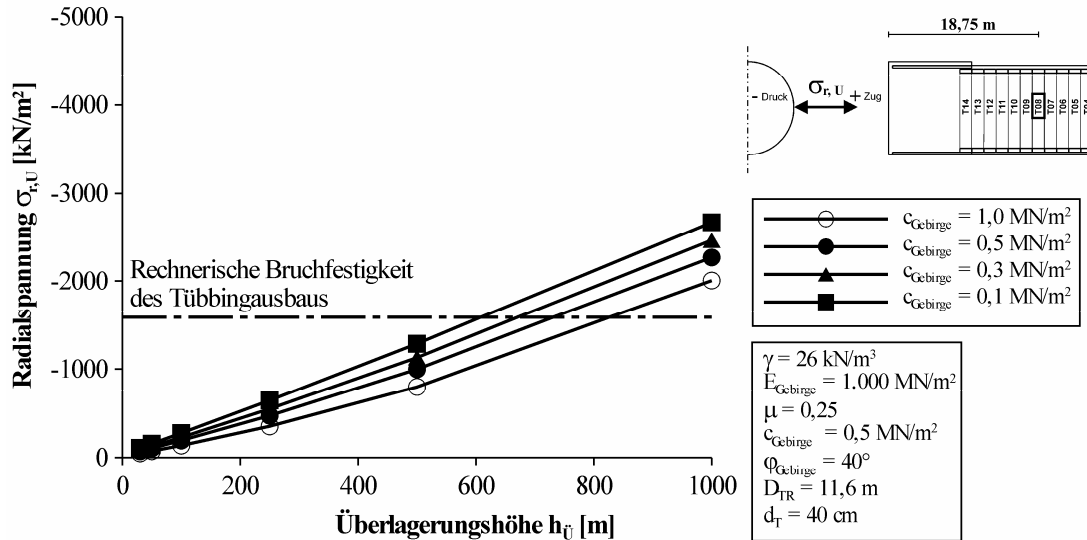


Abb. 5-53: Radialspann. Ulme Variation Kohäsion c_{Gebirge} , Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 40^\circ$

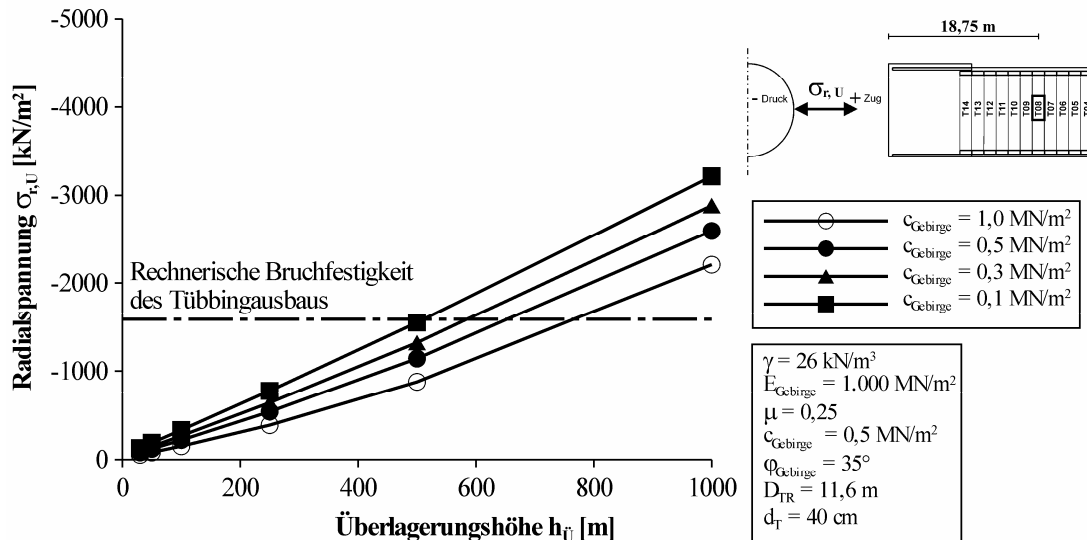


Abb. 5-54: Radialspann. Ulme Variation Kohäsion c_{Gebirge} , Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 35^\circ$

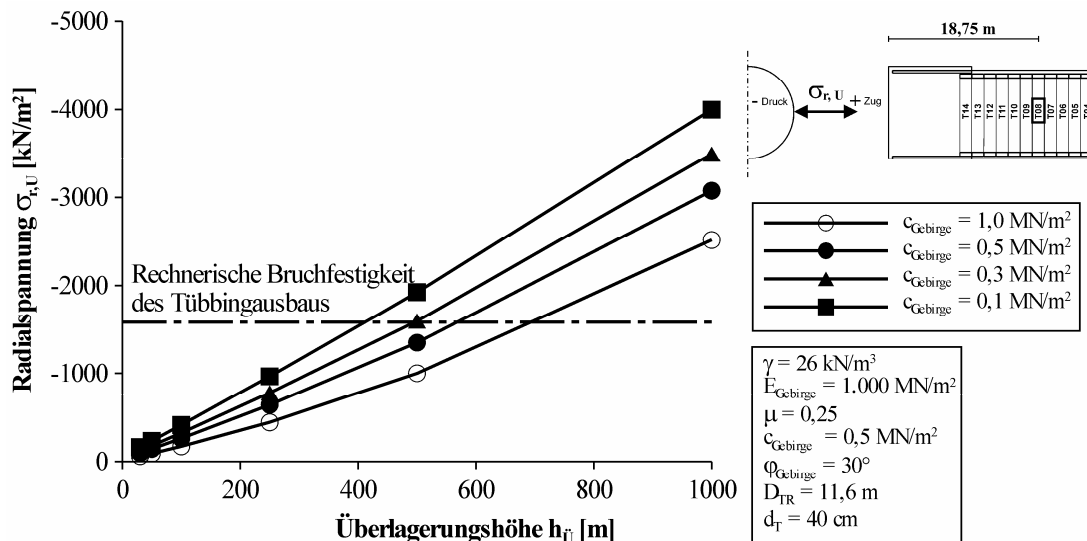


Abb. 5-55: Radialspann. Ulme Variation Kohäsion c_{Gebirge} , Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 30^\circ$

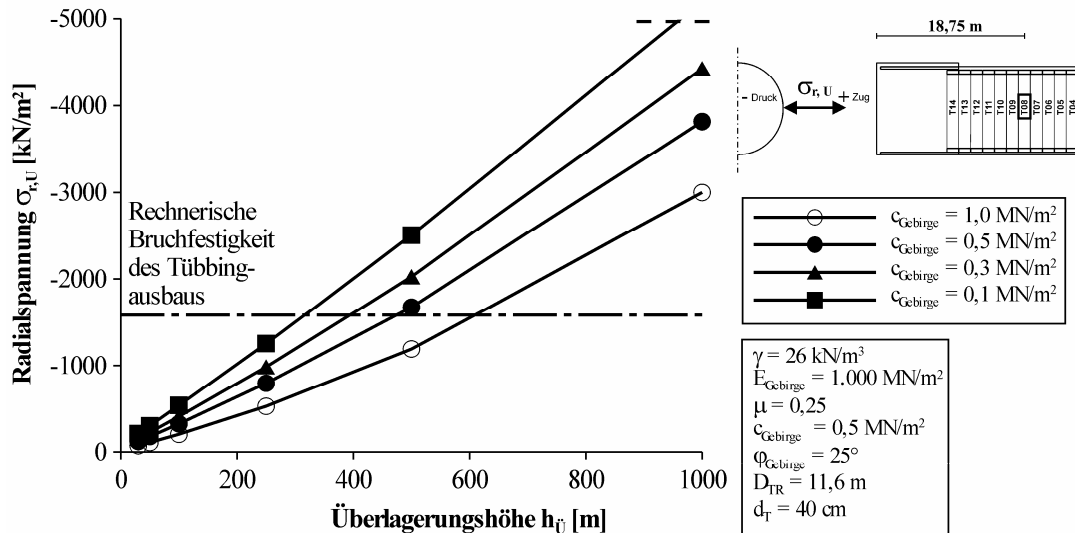


Abb. 5-56: Radialspann. Ulme Variation Kohäsion c_{Gebirge} , Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 25^\circ$

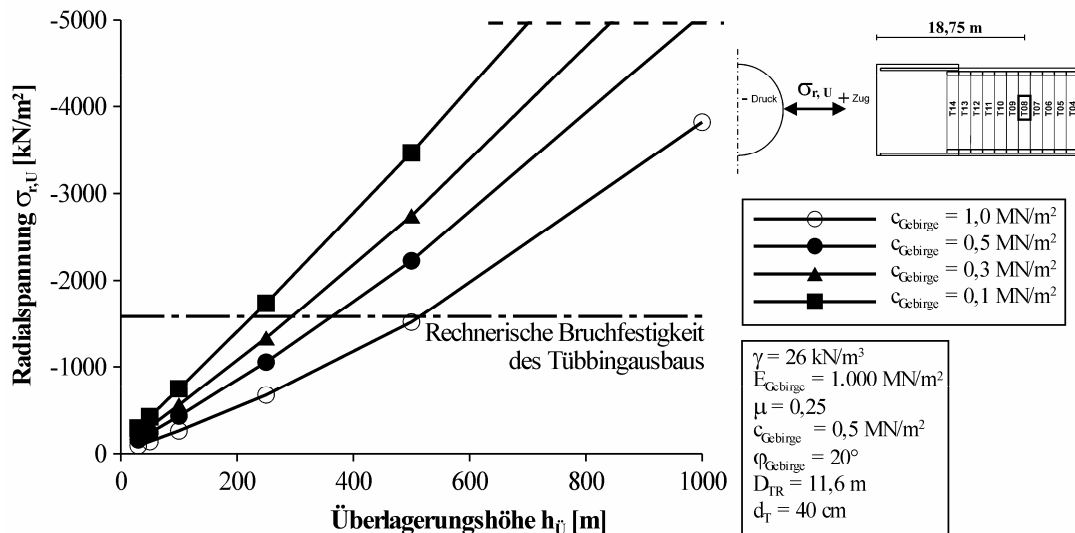


Abb. 5-57: Radialspann. Ulme Variation Kohäsion c_{Gebirge} , Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 20^\circ$

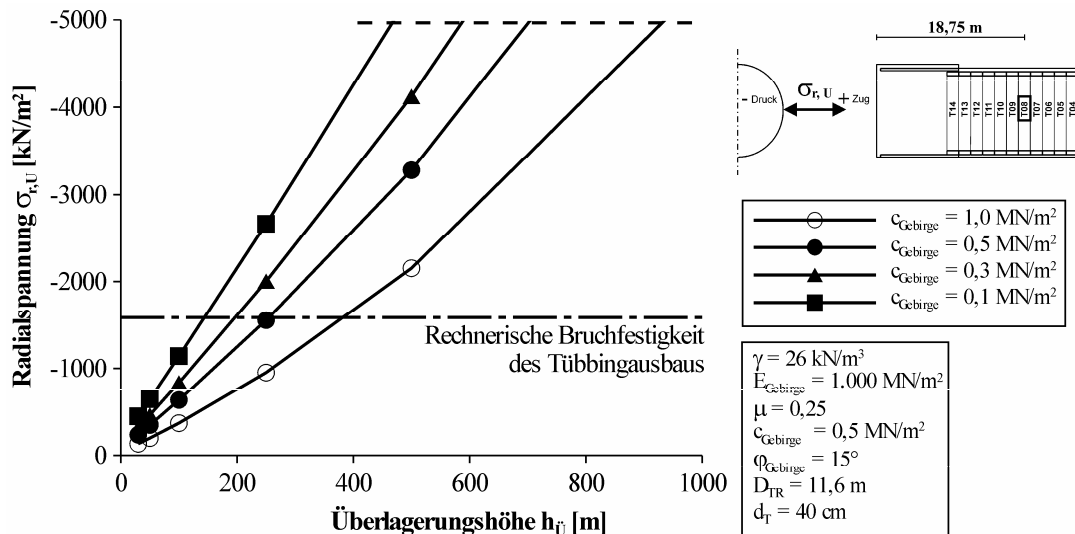


Abb. 5-58: Radialspann. Ulme Variation Kohäsion c_{Gebirge} , Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 15^\circ$

5.6.1.5 Gebirgsspannungen Sohle Bereich Tübbing T08

In der Sohle weisen die berechneten Radialspannungen $\sigma_{r,s}$ eine starke Abhängigkeit vom E-Modul des Gebirges E_{Gebirge} (vgl. Abb. 5-59), von der Wichte des Gebirges γ (vgl. Abb. 5-62), von der Dicke des Tübbings d_T (vgl. Abb. 5-64) sowie von den Scherfestigkeiten des Gebirges φ_{Gebirge} und c_{Gebirge} (vgl. Abb. 5-65 bis Abb. 5-70) auf.

Dagegen ergeben sich für die Parameter Anpressdruck p_A (vgl. Abb. 5-60), Querdehnzahl des Gebirges μ (vgl. Abb. 5-61) und Durchmesser Tübbingring D_{TR} (vgl. Abb. 5-63) keine relevanten Einflüsse auf die Radialspannungen $\sigma_{r,s}$ in der Sohle.

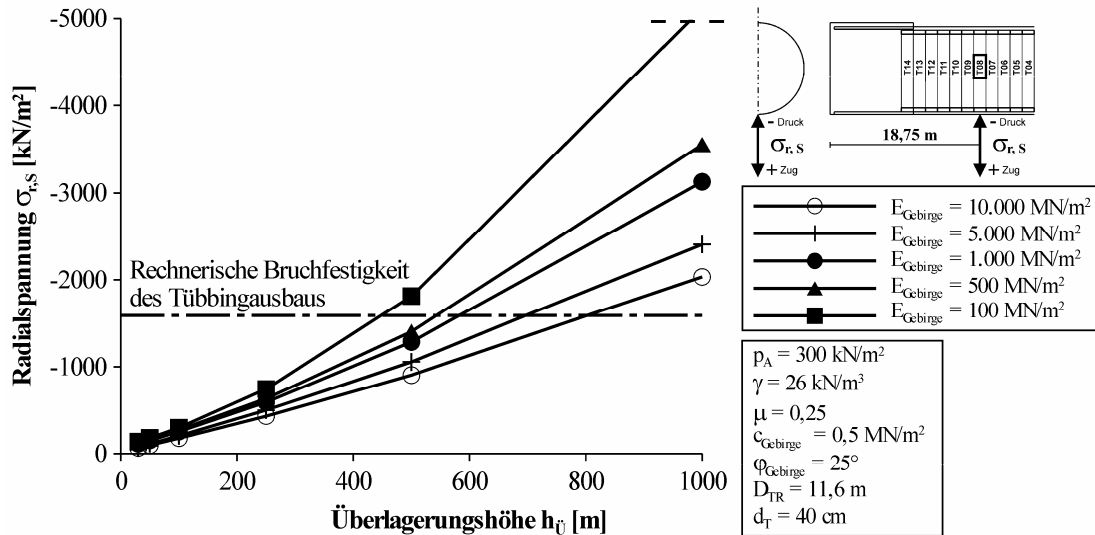


Abb. 5-59: Radialspannung Sohle Variation E-Modul Gebirge E_{Gebirge}

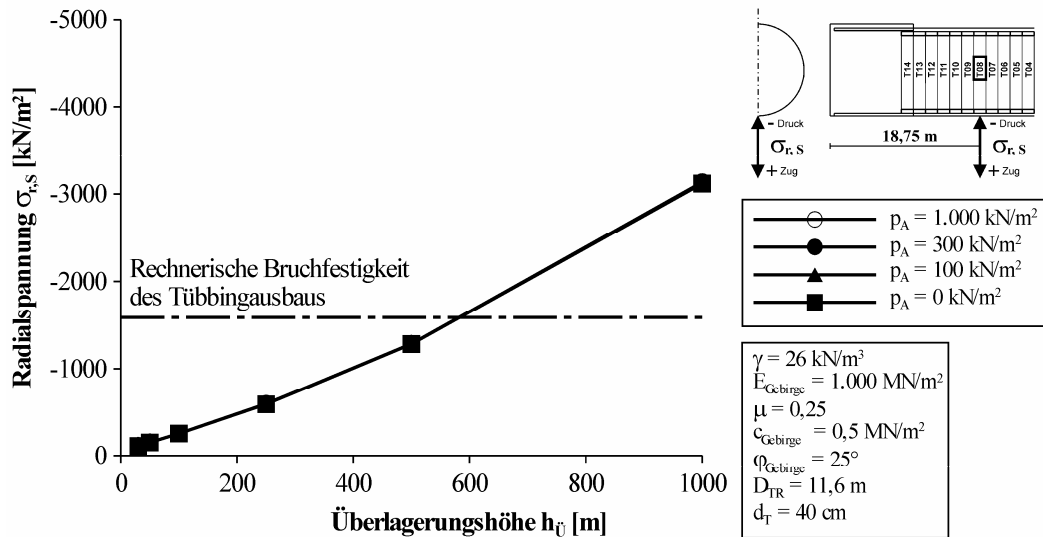


Abb. 5-60: Radialspannung Sohle Variation Anpressdruck p_A

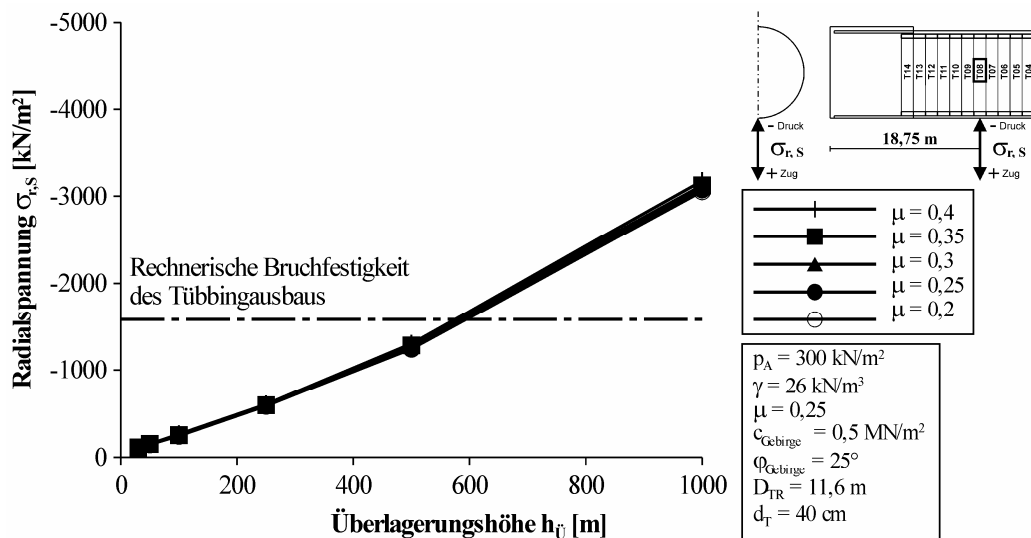


Abb. 5-61: Radialspannung Sohle Variation Querdehnzahl Gebirge μ

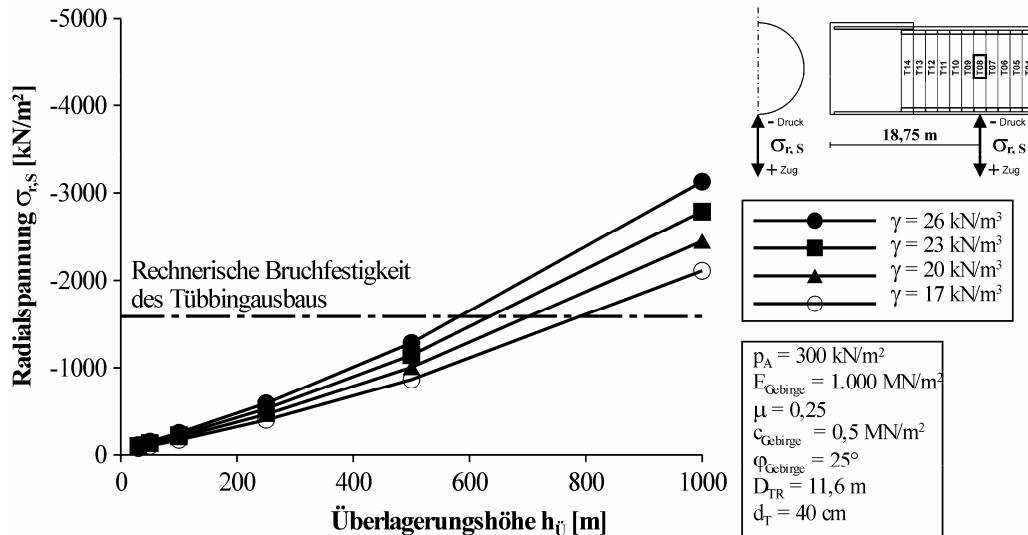


Abb. 5-62: Radialspannung Sohle Variation Wichte Gebirge γ

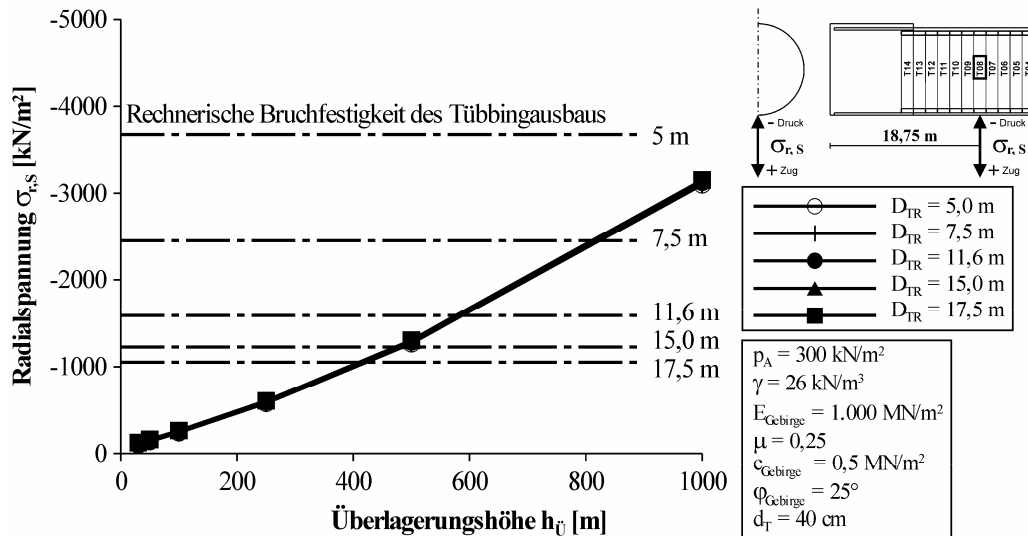


Abb. 5-63: Radialspannung Sohle Variation Durchmesser Tübbing D_{TR}

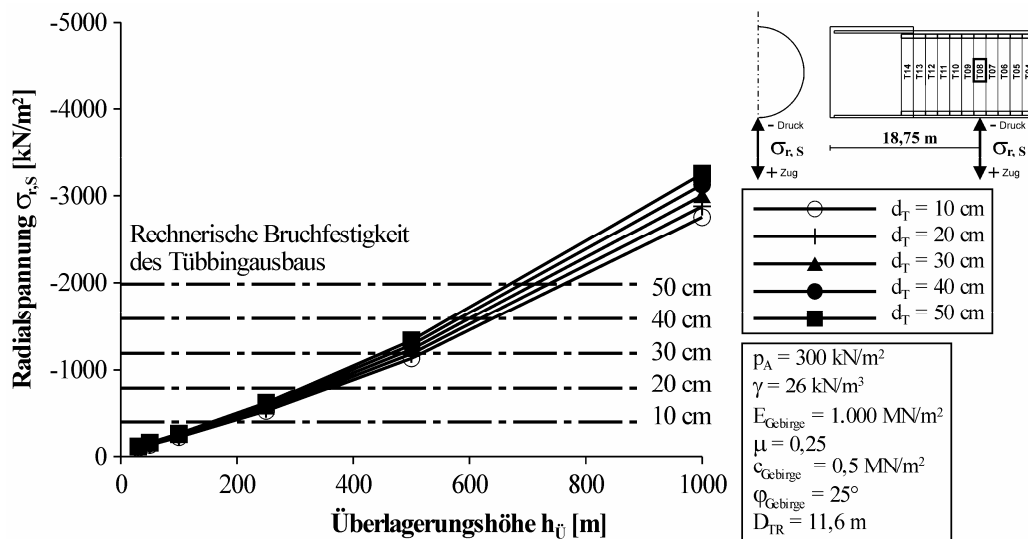


Abb. 5-64: Radialspannung Sohle Variation Dicke Tübbing d_T

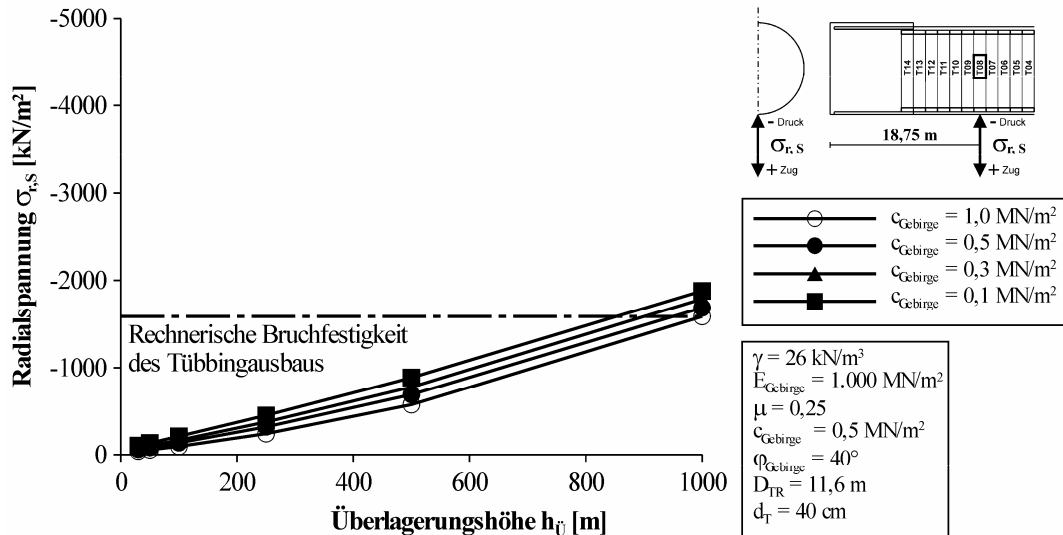


Abb. 5-65: Radialspann. Sohle Variation Kohäsion c_{Gebirge} , Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 40^\circ$

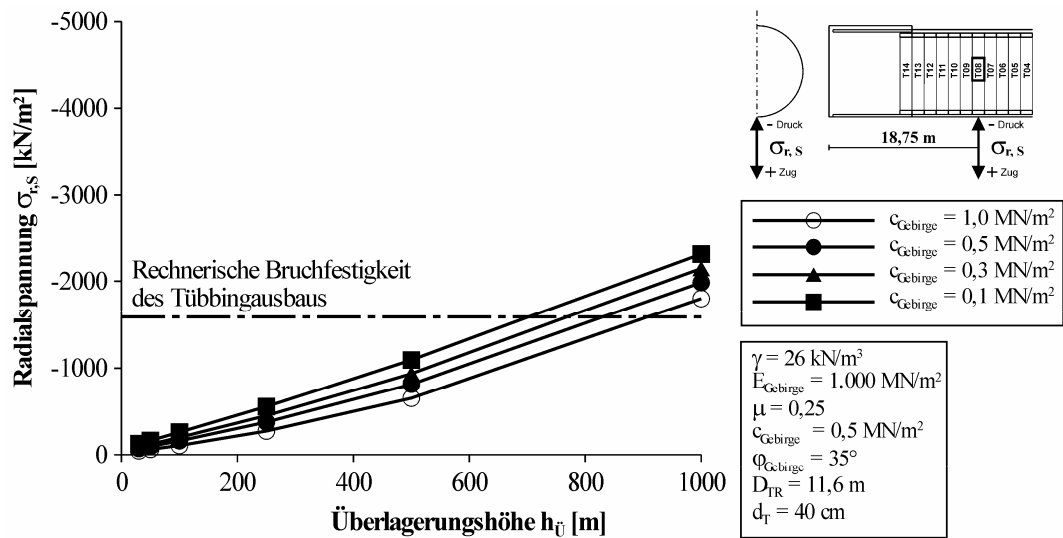


Abb. 5-66: Radialspann. Sohle Variation Kohäsion c_{Gebirge} , Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 35^\circ$

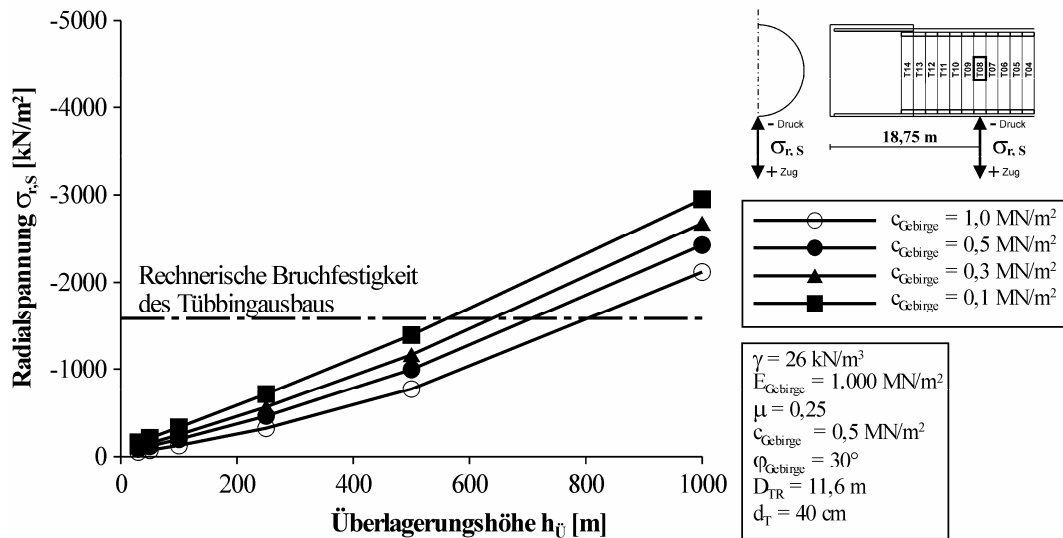


Abb. 5-67: Radialspann. Sohle Variation Kohäsion c_{Gebirge} , Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 30^\circ$

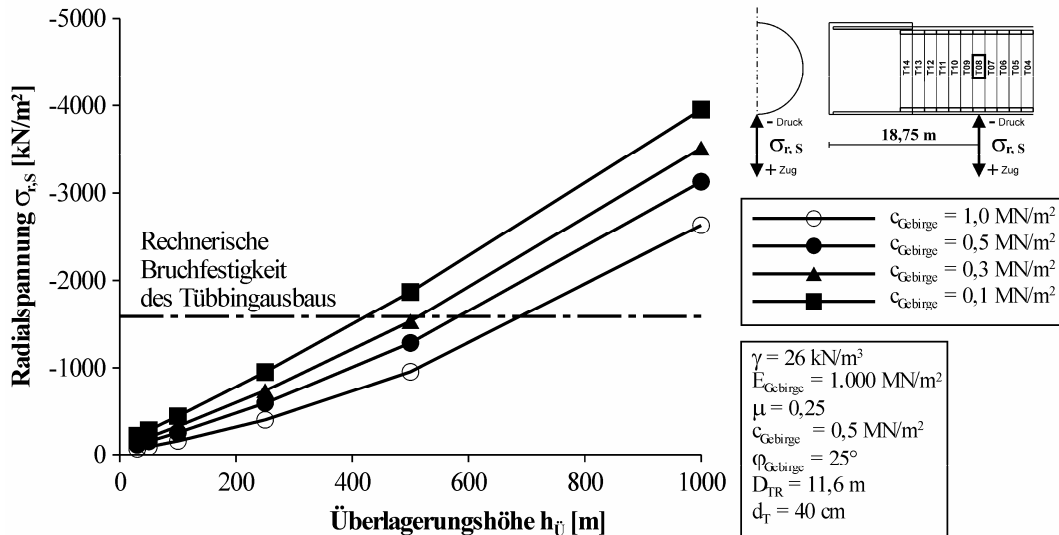


Abb. 5-68: Radialspann. Sohle Variation Kohäsion c_{Gebirge} , Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 25^\circ$

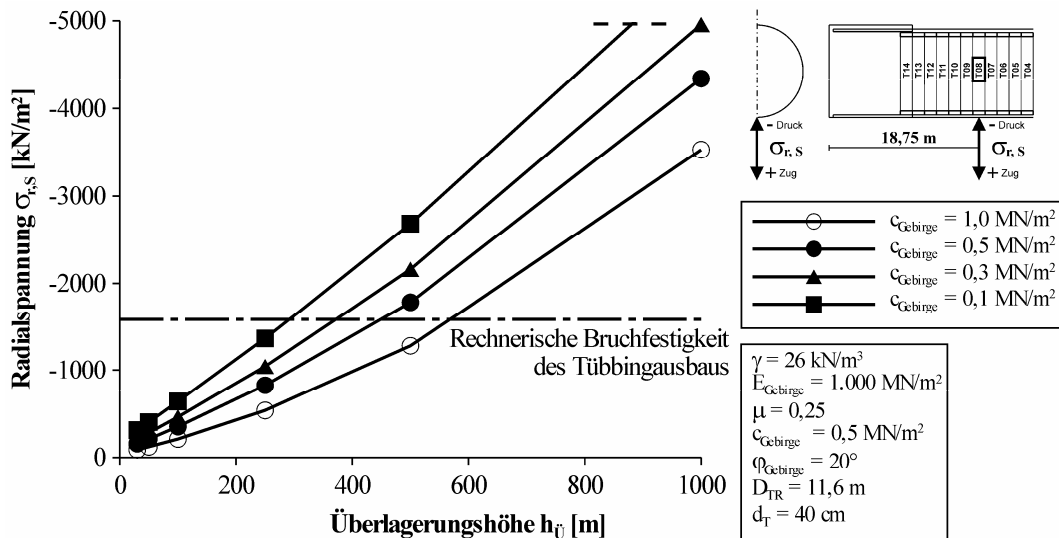


Abb. 5-69: Radialspann. Sohle Variation Kohäsion c_{Gebirge} , Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 20^\circ$

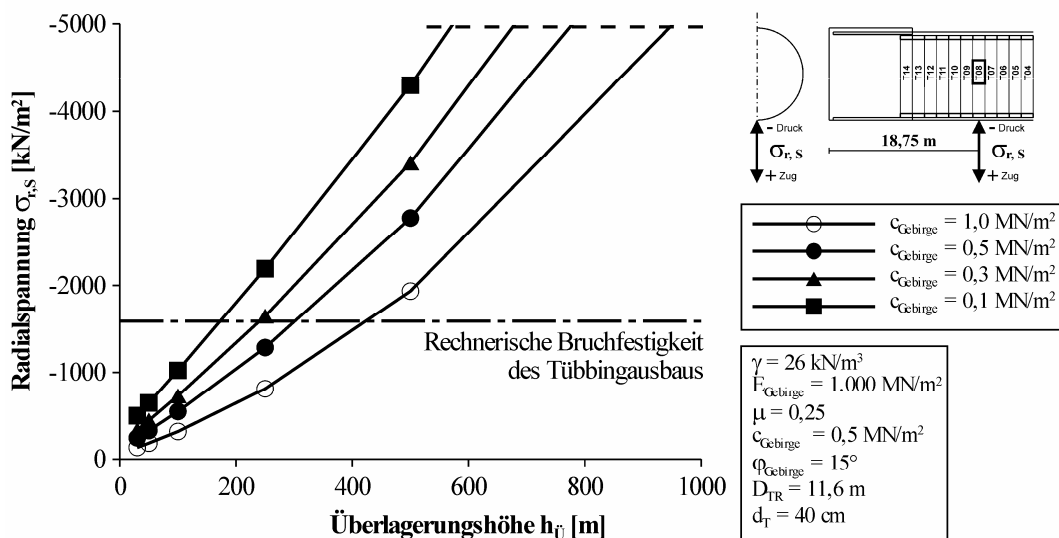


Abb. 5-70: Radialspann. Sohle Variation Kohäsion c_{Gebirge} , Reibungswinkel $\phi_{\text{Gebirge}} = 15^\circ$

5.6.1.6 Gebirgsspannungen Variation Länge des durch den Überschnitt erzeugten ungestützten Bereichs

Zur Untersuchung des Einflusses der Länge des durch den Überschnitt erzeugten ungestützten Bereichs bzw. des vorzeitigen Aufliegens des Gebirges auf den Schildmantel wurden zusätzliche Sensitivitätsstudien durchgeführt. Dazu wurde im Berechnungsmodell die Länge des ungestützten Bereichs diskret verändert (vgl. Abb. 5-7). Die Länge variiert dabei zwischen 0 und 10,5 m. In Abb. 5-71 sind die Radialspannungen in der Firste, der Ulme und der Sohle im Ausbruchsbereich als Längsschnitt dargestellt.

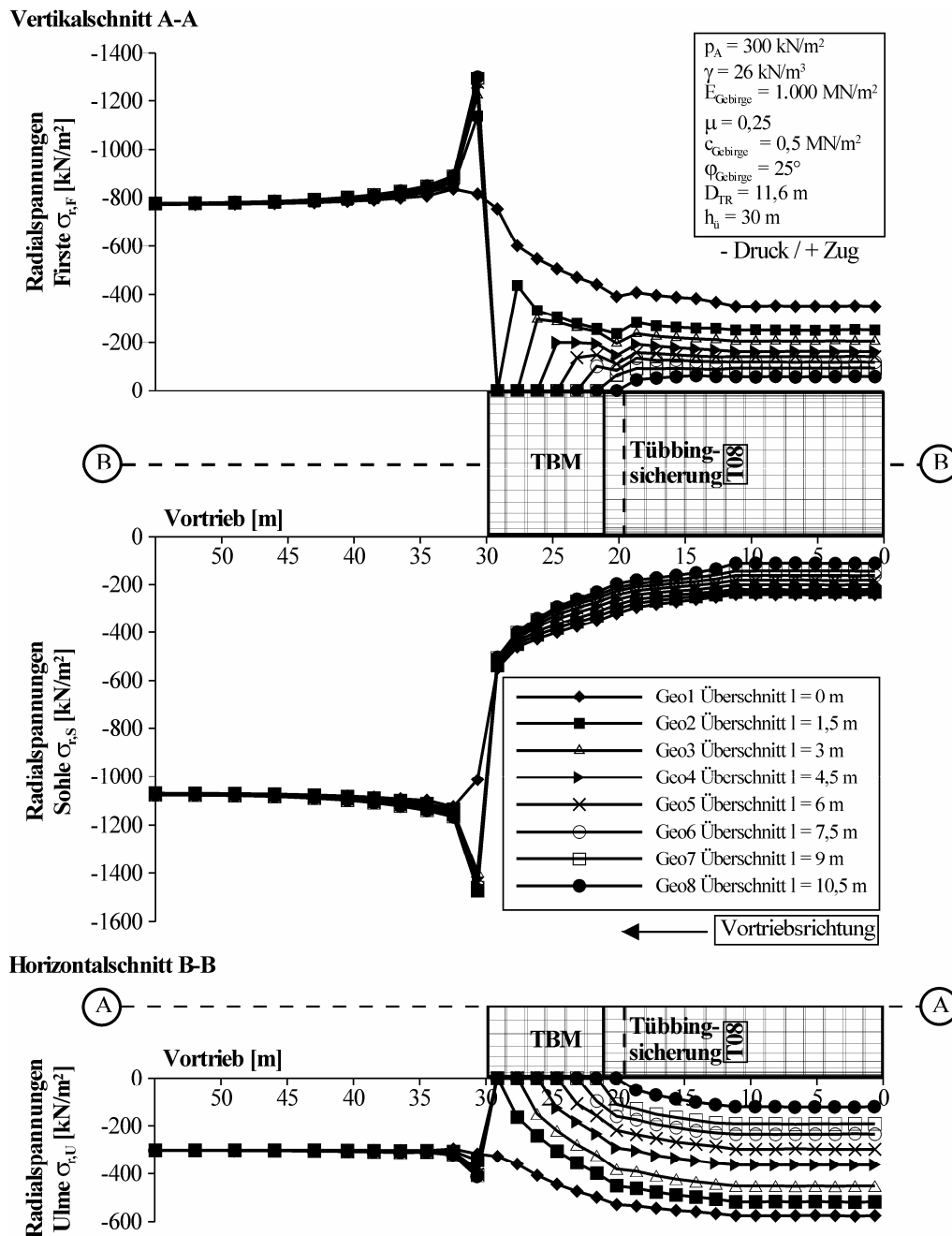


Abb. 5-71: Einfluss Länge des durch den Überschnitt erzeugten ungestützten Bereichs auf die Größe der Radialspannungen

Für die Variationen Geo2 $l=1,5$ m bis Geo8 $l=10,5$ m stellt sich ein ähnlicher Spannungsverlauf ein, wie er in Kap. 5.6.1.2 bereits beschrieben wurde. Bei der Variante Geo1, bei der kein ungestützter Bereich vorhanden ist, zeichnet sich ein anderer Spannungsverlauf ab, als bei den zuvor genannten Varianten. In der Variante Geo1 ist für die Firste und Ulme nur ein leichter Anstieg der Radialspannungen zur Ortsbrust hin zu erkennen. Kurz vor der Ortsbrust fallen dann die Radialspannungen kontinuierlich ab, bis sie sich hinter dem Tübbingring T08 auf einem konstanten Niveau befinden. Im Bereich der Ulme ist für die Variante Geo1 eine kontinuierliche Spannungszunahme zu sehen, wobei sich größere Spannungen als im Primärspannungszustand ergeben. Für die Varianten Geo2 bis Geo 4 entwickeln sich in den Ulmen ebenso größere Radialspannungen als im Primärspannungszustand.

In Abb. 5-72 ist der Einfluss der Länge des ungestützten Bereichs auf die Größe der Radialspannungen im Bereich des Tübbingrings T08 als absoluter Wert und in Abb. 5-73 als prozentualer Wert bezogen auf eine Länge von $l=0$ m dargestellt. Die Graphen zeigen deutlich, dass mit zunehmender Länge die Radialspannungen im Bereich des Tübbingrings T08 abnehmen bzw. dass, je schneller das Gebirge auf dem Schildmantel zum liegen kommt, größere Radialspannungen vorhanden sind.

Bezieht man die Größe der Radialspannungen im Bereich des Tübbingrings T08 prozentual auf den Wert der Primärspannungen, so zeigt die Abb. 5-74 sehr deutlich die hohen Radialspannungen in der Ulme, die für eine kurze Länge berechnet wurden.

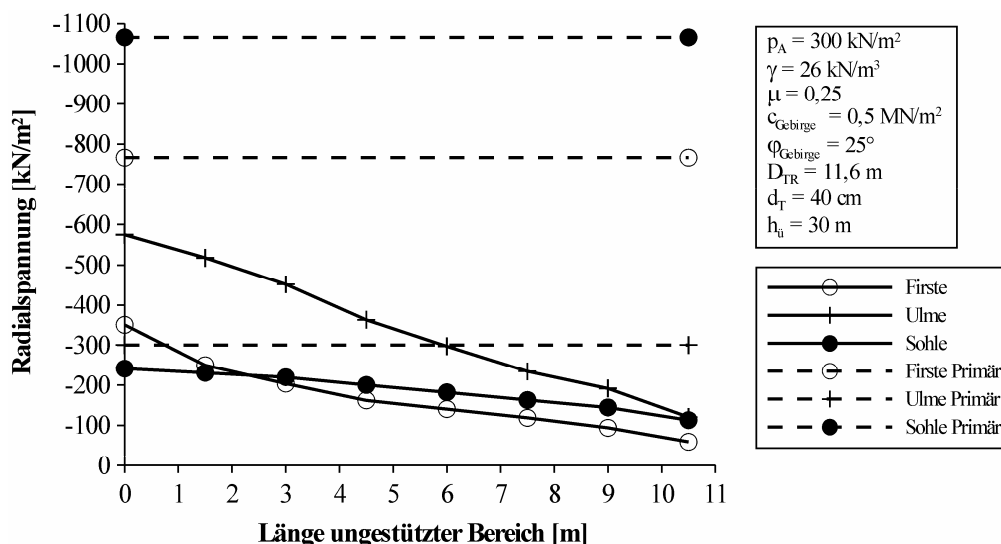


Abb. 5-72: Einfluss Länge des durch den Überschchnitt erzeugten ungestützten Bereichs auf die Größe der Radialspannungen im Bereich Tübbingring T08

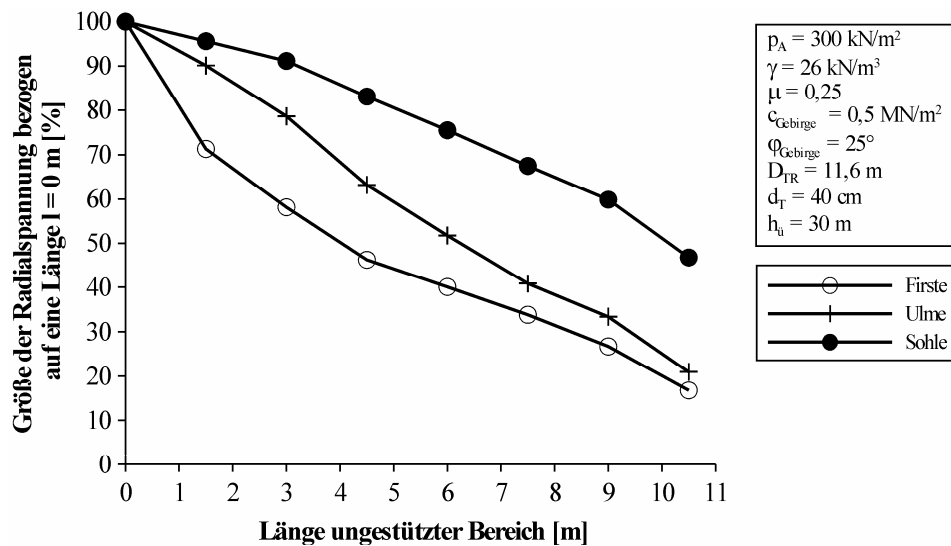


Abb. 5-73: Einfluss Länge des durch den Überschnitt erzeugten ungestützten Bereichs auf die Größe der Radialspannungen im Bereich Tübbingring T08 bezogen auf eine Länge des ungestützten Bereichs $l = 0$ m

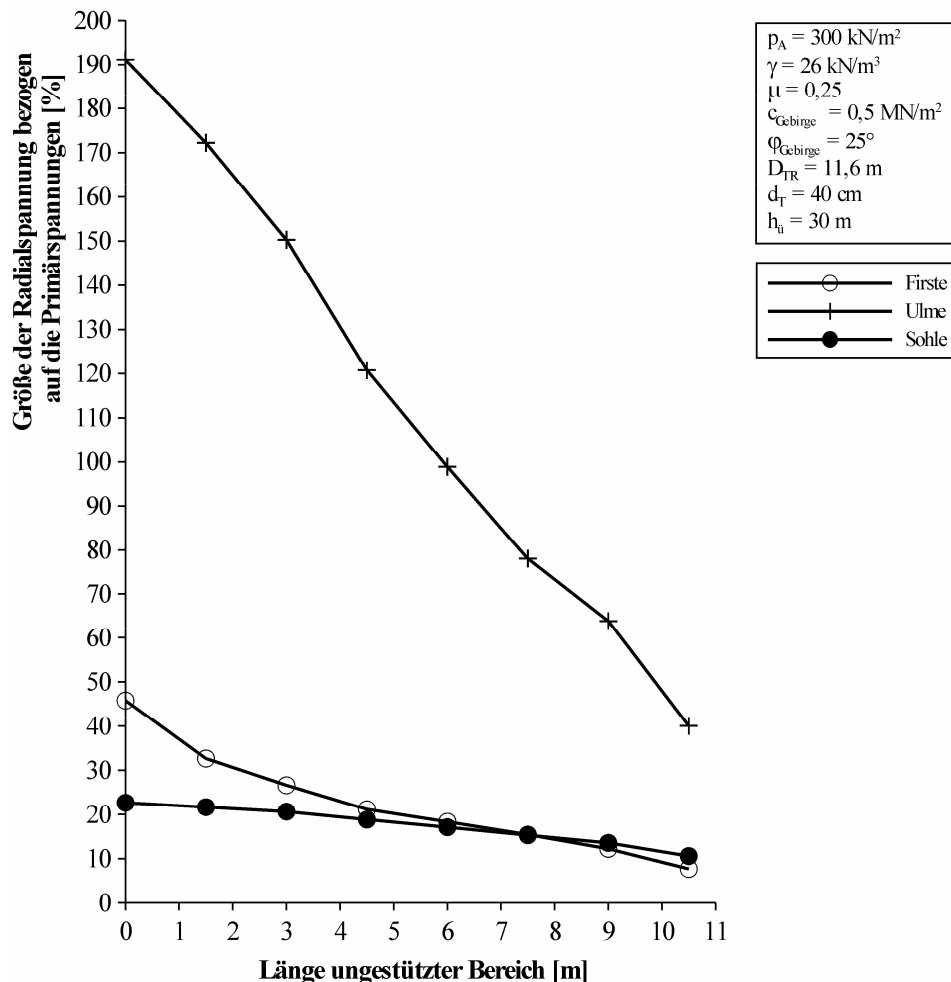


Abb. 5-74: Einfluss Länge des durch den Überschnitt erzeugten ungestützten Bereichs auf die Größe der Radialspannungen im Bereich Tübbingring T08 bezogen auf die Primärspannungen

5.6.1.7 Gebirgsspannungen Variation Verfüllung Ringspalt

Der Abschnitt 5.6.1.7 veranschaulicht die Entwicklung der Gebirgsspannungen bei einer zeitlich späteren Verfüllung des Ringspalt. Wie bei der Untersuchung des Einflusses der Länge durch den Überschnitt erzeugten ungestützten Bereichs wurde eine spätere Verfüllung des Ringspalt diskret im numerischen Berechnungsmodell umgesetzt (vgl. Abb. 5-8). Dabei wird eine Länge des durch den Überschnitt erzeugten ungestützten Bereichs berücksichtigt, der über die ganze Schildmantellänge reicht.

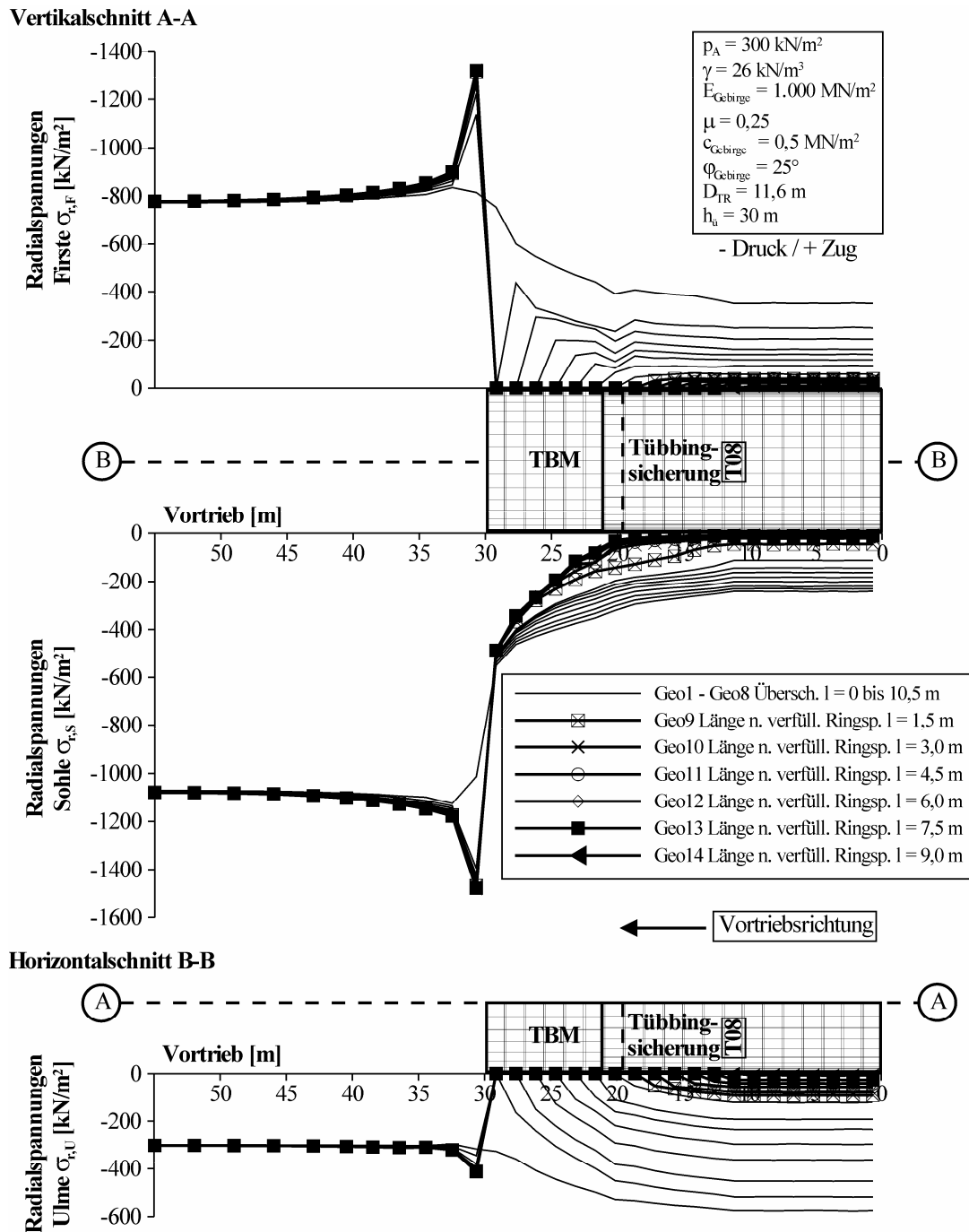


Abb. 5-75: Einfluss der Ringspaltverfüllung auf die Größe der Radialspannungen

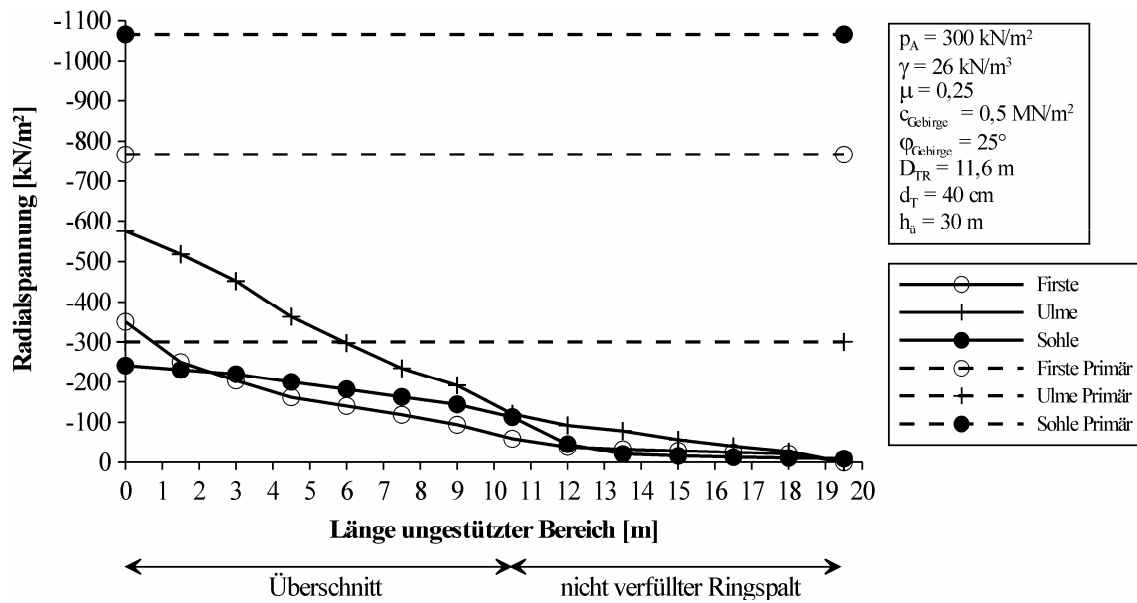


Abb. 5-76: Einfluss der Ringspaltverfüllung auf die Größe der Radialspannungen im Bereich Tübbingring T08

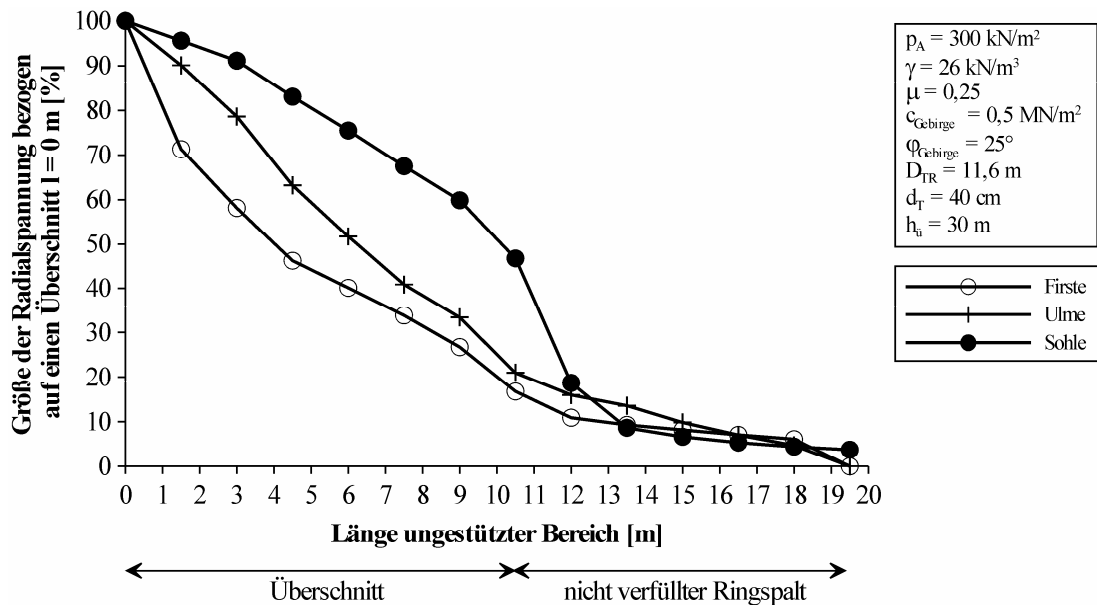


Abb. 5-77: Einfluss der Ringspaltverfüllung auf die Größe der Radialspannungen im Bereich Tübbingring T08 bezogen auf einen Überschnitt $l = 0 \text{ m}$

In den Variationsmodellen Geo9 bis Geo14 wird die Länge des nicht verfüllten Ringspaltes von 1,5 bis 9,0 m variiert. Zum Vergleich des Spannungsabbaus wurden die Ergebnisse der Variationsberechnungen der Untersuchung Einfluss der Überschnittlänge mit in die Abb. 5-75 integriert. Darin ist zu erkennen, dass sich die Radialspannungen

mit zunehmender Länge des ungestützten Hohlraumbereichs langsamer abbauen bzw. geringer werden. Noch eindeutiger ist dies in den Abb. 5-76, Abb. 5-77 und Abb. 5-78 zu erkennen. Dies bedeutet, dass ab einem bestimmten Bereich die Länge des ungestützten Hohlraumbereichs unbedeutend bzw. ohne größere Auswirkung für die Größe der Radialspannungen ist.

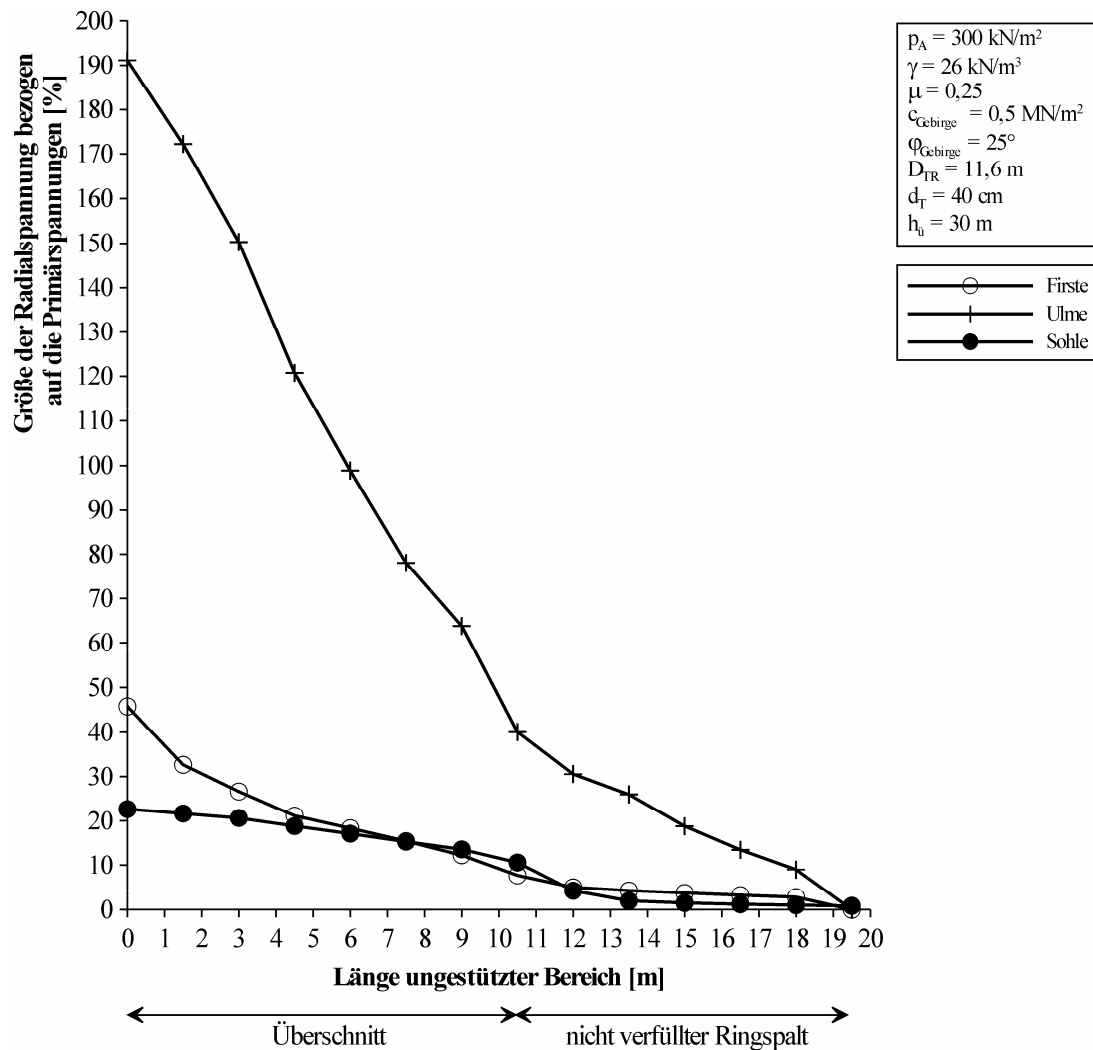


Abb. 5-78: Einfluss der Ringspaltverfüllung auf die Größe der Radialspannungen im Bereich Tübbingring T08 bezogen auf die Primärspannungen

5.6.2 Parameterstudien bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar

Die Parameterstudien, in denen als Anisotropie die Scherfestigkeiten einer Trennflächenschar berücksichtigt wurden, umfassen zum einen die Variation der Überlagerungshöhe $h_{\bar{u}}$, des Außendurchmessers des Tübbingrings D_{TR} und der Tübbingdicke d_T .

Dabei wurde der Umfang der einzelnen Parameterwerte im Vergleich zu den Parameterstudien bei Berücksichtigung von isotropen Materialeigenschaften des Gebirges reduziert, um den Gesamtumfang der Variationsberechnungen zu begrenzen. Der Parameter Anpressdruck p_A wurde bei den Parameterstudien bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar nicht variiert, da dieser entsprechend den Erkenntnissen aus den vorhergehenden Untersuchungen keinen Einfluss auf die maximalen Verschiebungen im Schildmantelbereich und den Radialspannungen zur Bemessung der Tübbingsicherung aufweist.

Zum anderen wurden die Materialeigenschaften und die mechanischen Eigenschaften der Gebirgsparameter variiert. Dies umfasste die Untersuchung des Einflusses der Trennflächenorientierung durch den Winkel der Einfallsrichtung α_F und dem Fallwinkel β , der E-Modul des Gebirges E_{Gebirge} , die Querdehnzahl des Gebirges μ sowie die Scherfestigkeitsparameter des Gebirges φ_{Gebirge} und c_{Gebirge} bzw. die Scherfestigkeitsparameter der Trennflächenschar $\varphi_{\text{Trennfläche}}$ und $c_{\text{Trennfläche}}$. Eine Zugfestigkeit des Gebirges σ^t bzw. der Trennflächenschar σ^t_T wurde in den Berechnungen nicht angesetzt. Die einzelnen Werte der variierten Parameter sind in den Tab. 5-5 und Tab. 5-6 dokumentiert.

In der Abb. 5-79 ist die im numerischen Modell definierte Einfallsrichtung α_F und der Fallwinkel β dargestellt.

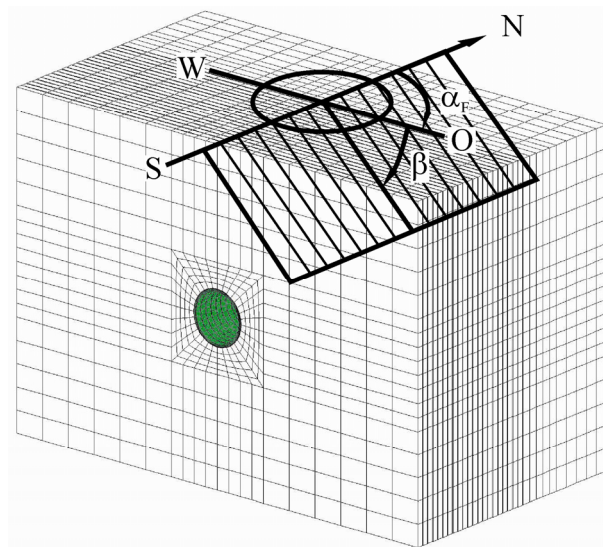


Abb. 5-79: Maßgebende Trennflächenorientierung für minimale bzw. maximale Vertikalverschiebung Firste

Tab. 5-5: Bandbreite Parameter Konvergenz im Bereich des Schildmantels / Spannungen Gebirge im Bereich der Tübbingsicherung (Berechnungen Berücksichtigung einer Trennflächenschar)

Kenngröße	Einheit	Bandbreite / Werte	Anzahl
Wichte Gebirge γ	[kN/m ³]	26	1
E-Modul Gebirge E_{Gebirge}	[MN/m ²]	100 / 500 / 1.000 / 5.000 / 10.000	5
Querdehnzahl μ	[-]	0,25 / 0,4	2
Reibungswinkel Gebirge ϕ_{Gebirge}	[°]	25 / 30 / 35 / 40 / 45	5
Reibungsw. Trennflächens. $\phi_{\text{Trennfläche}}$	[°]	10 / 12,5 / 15 / 20	4
Kohäsion Gebirge c_{Gebirge}	[MN/m ²]	0,3 / 0,5 / 1,0	3
Kohäsion Trennflächens. $c_{\text{Trennfläche}}$	[MN/m ²]	0,01 / 0,1 / 0,15 / 0,25	4
Überlagerungshöhe $h_{\text{Ü}}$	[m]	30 / 50 / 100 / 250 / 500 / 1.000	6
Außendurchmesser Tübbingring D_{TR}	[m]	5,0 / 11,6	2
Tübbingdicke d_{T}	[cm]	30 / 40 / 50	3
Anpressdruck p_{A}	[kN/m ²]	300	1

Tab. 5-6: Bandbreite Untersuchung maßgebenden Trennflächenorientierung

Kenngröße	Einheit	Bandbreite / Werte	Anzahl
Winkel der Einfallrichtung α_{F}	[°]	0 / 15 / 30 / 45 / 60 / 75 / 90 / 105 / 120 / 135 / 150 / 165 / 180 / 195 / 210 / 225 / 240 / 255 / 270 / 285 / 300 / 315 / 330 / 345 / 360	28
Fallwinkel β	[°]	0 / 15 / 30 / 45 / 60 / 75 / 90	7

Bei den Berechnungen wurde der durch den Überschchnitt erzeugte ungestützte Bereich durchgehend über den gesamten Schildmantel berücksichtigt. Die Berechnungen wurden im Gegensatz zu den Berechnungen bei Berücksichtigung von isotropen Materialeigenschaften des Gebirges am gesamten Systemmodell durchgeführt (vgl. Abb. 5-4).

5.6.2.1 Verschiebungen Bereich Schildmantel bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar

Die Abb. 5-80 zeigt die berechnete maßgebende Trennflächenorientierung für die minimale und maximale Vertikalverschiebung in der Firste im Bereich des Überschchnitts. In der Abb. 5-81 und Abb. 5-82 ist ersichtlich, dass die minimalen Verschiebungen bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar deckungsgleich mit denen der Berechnung bei Berücksichtigung von isotropen Materialeigenschaften des Gebirges sind und die Trennflächenfestigkeiten keinen Einfluss auf die Größe der Verschiebungen haben. Bei der Veränderung der Trennflächenorientierung ergeben sich dagegen größere Verschiebungen und die Berücksichtigung der Trennflächenscherfestigkeiten zeigt ihre Wirkung.

Dieser Umstand findet sich durchgehend in allen Variationsberechnungen wieder. Bei den Variationsberechnungen zeigt sich des Weiteren, dass sich die maximalen Verschiebungen im Querschnitt analog zu den Berechnungen bei Berücksichtigung von isotropen Materialeigenschaften des Gebirges in der Firste einstellen.

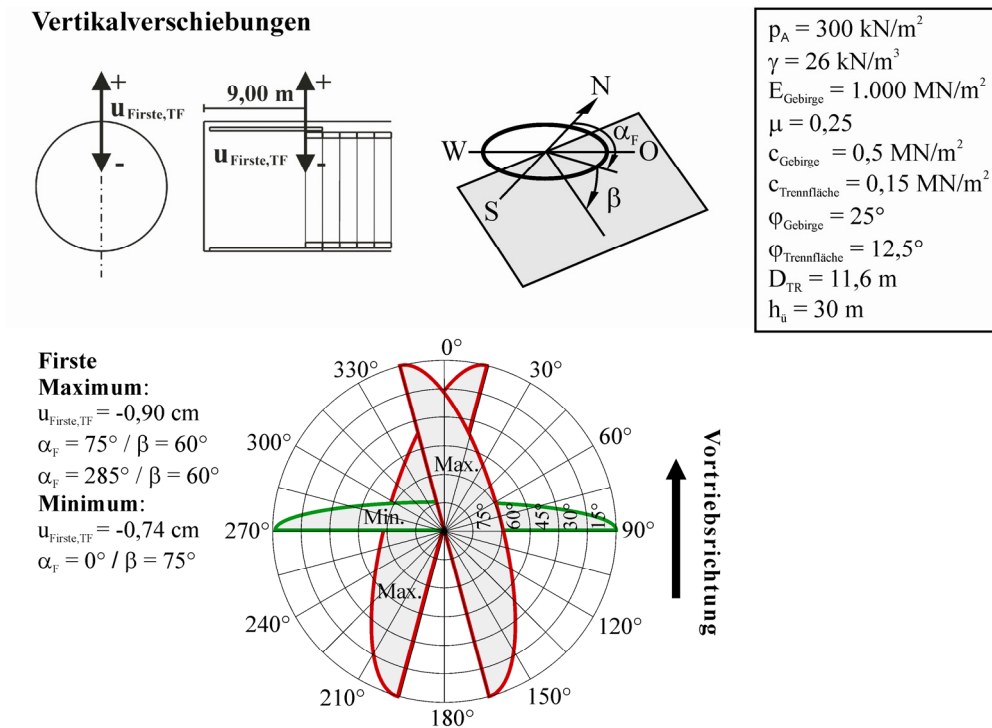


Abb. 5-80: Maßgebende Trennflächenorientierung für minimale bzw. maximale Vertikalverschiebung Firste

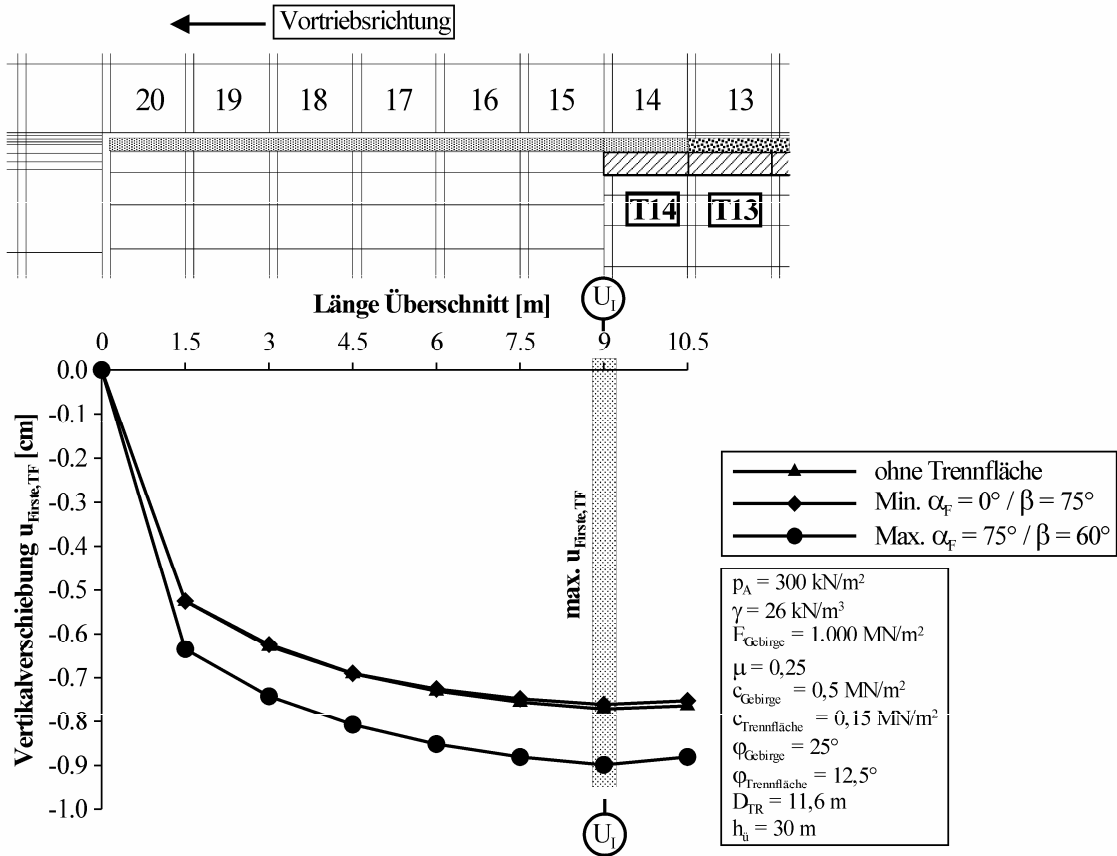


Abb. 5-81: Vertikalverschiebung der Firste im Längsschnitt des Überschnitts im Vergleich

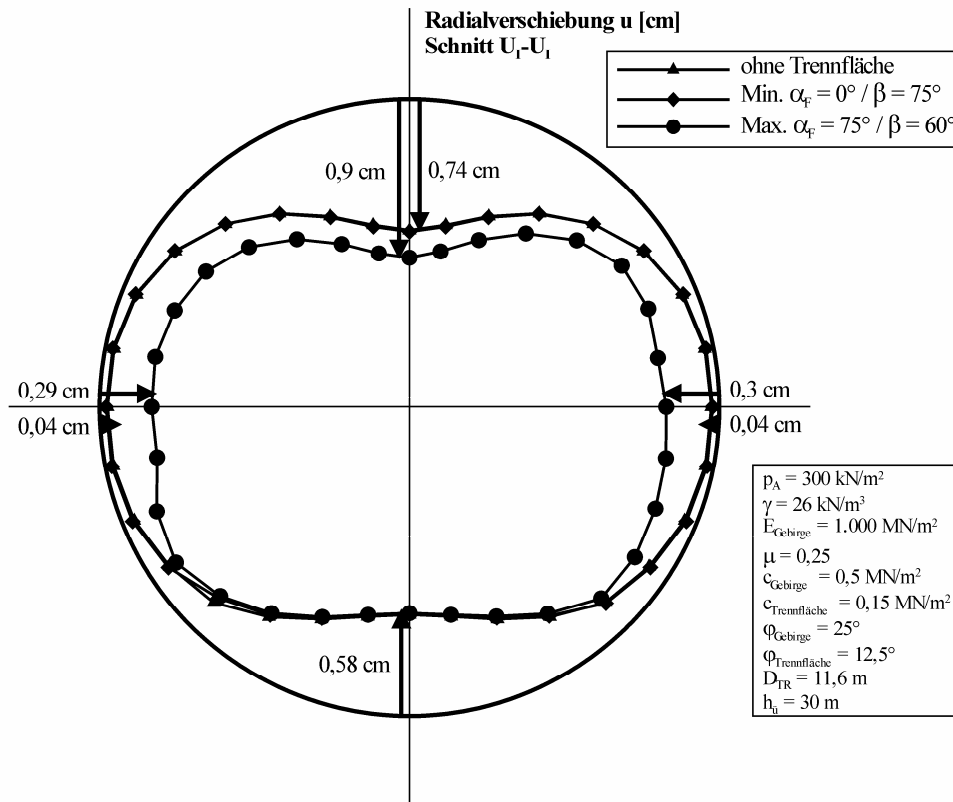


Abb. 5-82: Radialverschiebungen im Schnitt U_I-U_I im Vergleich

In den nachfolgenden Abb. 5-83 bis Abb. 5-87 wurde auf die Darstellung für die minimalen Firstverschiebungen verzichtet. Stattdessen enthalten die Darstellungen die vergleichbaren Berechnungsergebnisse aus den Studien bei Berücksichtigung von isotropen Materialeigenschaften des Gebirges. In den Darstellungen wurde die Trennflächenorientierung Winkel der Einfallrichtung $\alpha_F = 75^\circ$ und Fallwinkel $\beta = 60^\circ$, bei der die maximale Firstverschiebung im Schnitt U_I-U_I auftritt, herangezogen.

Bei den Abb. 5-83 bis Abb. 5-85 wurden die Ergebnisse für die untere und die obere Grenze der Bandbreite der Scherfestigkeiten für die Trennflächenschar aufgezeigt. Die Abb. 5-83 zeigt die Vertikalverschiebung der Firste $u_{\text{Firste,TF}}$ bei Variation des E-Moduls des Gebirges E_{Gebirge} . Danach ergeben sich bei geringen Scherfestigkeiten für die Trennflächenschar größere Vertikalverschiebungen der Firste $u_{\text{Firste,TF}}$. Da der E-Modul des Gebirges E_{Gebirge} bereits einen sehr starken Einfluss bei den Berechnungen bei Berücksichtigung von isotropen Materialeigenschaften des Gebirges hatte, spiegelt sich dies auch bei den Berechnungen bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar wieder. Die Variation der Querdehnzahl des Gebirges μ (vgl. Abb. 5-84) und des Durchmessers des Tübbingrings D_{TR} (vgl. Abb. 5-85) ergibt, dass diese Parameter wie in den zuvor dargestellten Studien nur einen sehr geringen Einfluss haben. Des Weiteren ist ersichtlich, dass die Scherfestigkeiten der Trennflächenschar die Ergebnisse stark beeinflussen.

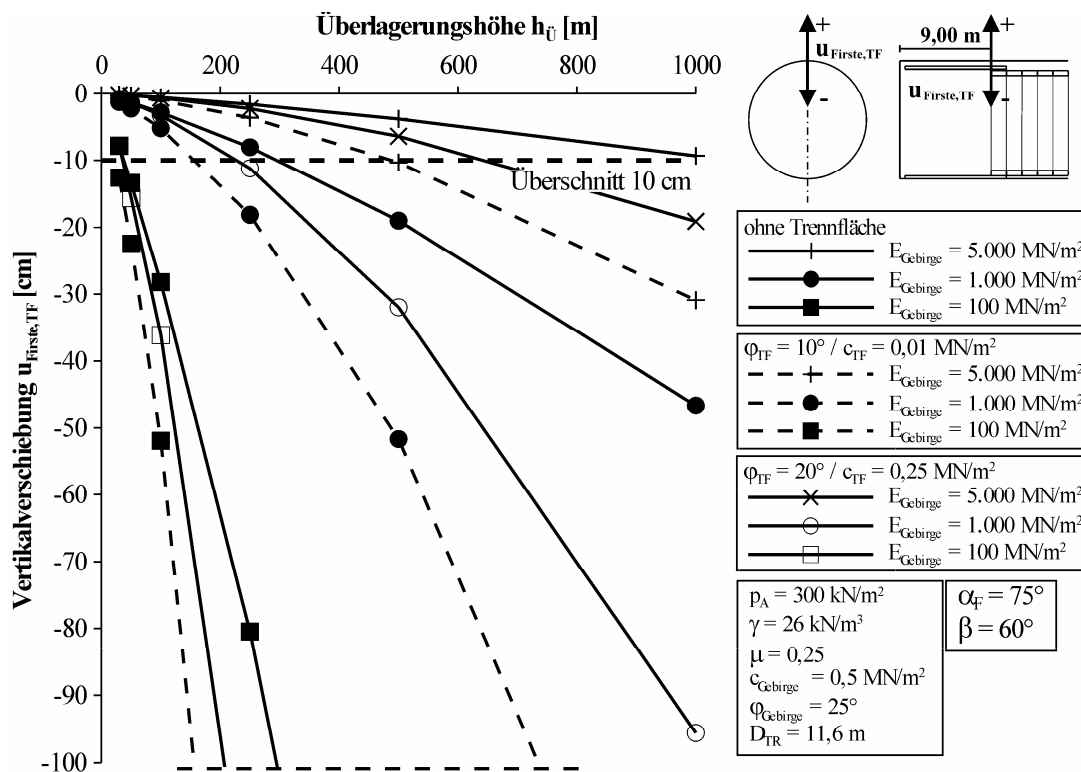
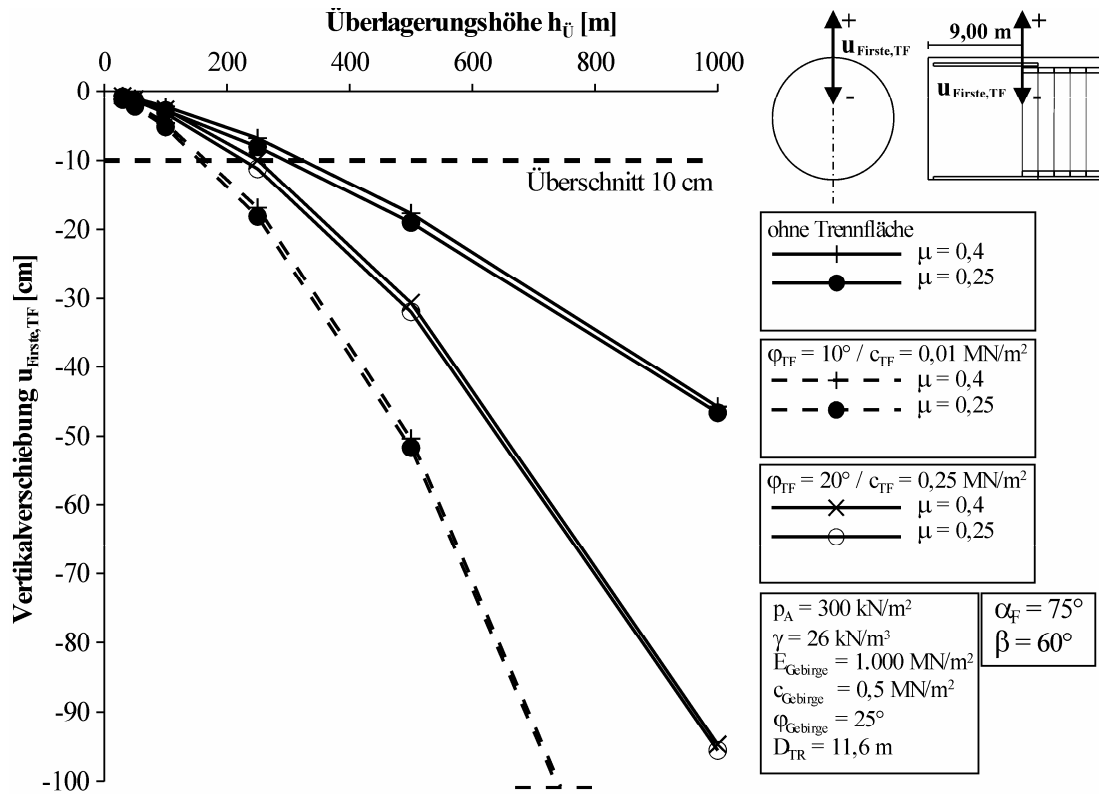
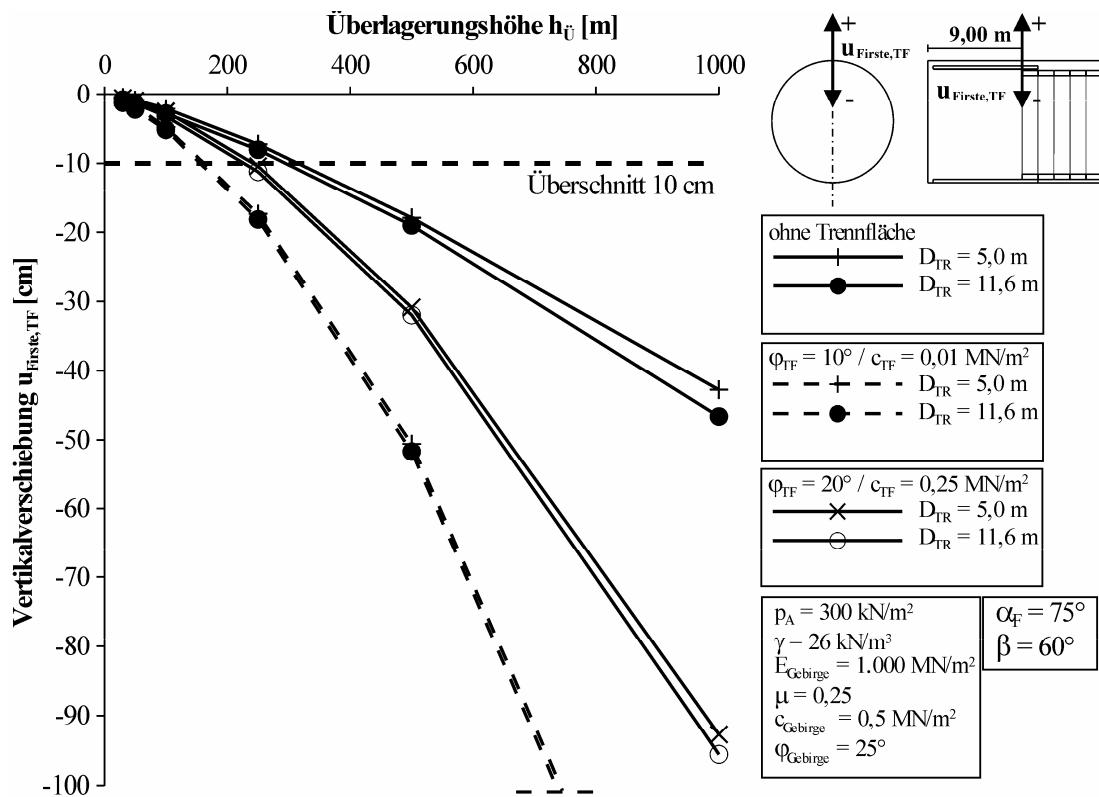


Abb. 5-83: Vertikalverschiebung Firste Variation E-Modul Gebirge E_{Gebirge}


 Abb. 5-84: Vertikalverschiebung Firste Variation Querdehnzahl Gebirge μ

 Abb. 5-85: Vertikalverschiebung Firste Variation Durchmesser Tübbingring D_{TR}

Die starke Abhängigkeit der Vertikalverschiebungen in der Firste im Bereich des Überschnitts im Zusammenspiel mit den Scherfestigkeitswerten des Gebirges und der Trennflächenschar ist in Abb. 5-86 exemplarisch für eine Überlagerungshöhe von $h_{\bar{u}} = 100$ m und in Abb. 5-87 für eine Überlagerungshöhe von $h_{\bar{u}} = 500$ m dargestellt. Aus den Abbildungen ist der klare Zusammenhang ersichtlich, dass mit abnehmenden Scherfestigkeiten des Gebirges und der Trennflächenschar die Verschiebungen in der Firste $u_{\text{Firste,TF}}$ zunehmen.

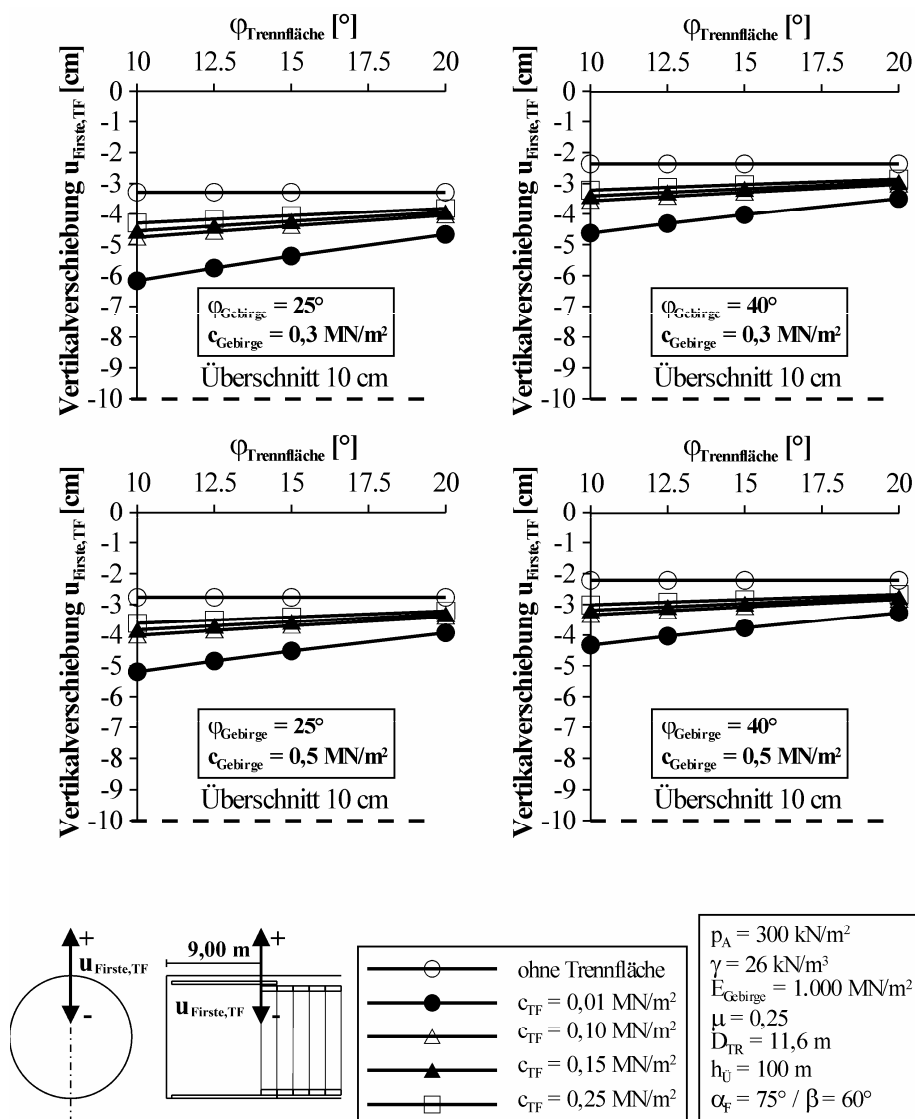


Abb. 5-86: Vertikalverschiebung Firste Variation Festigkeiten Gebirge und Trennflächenschar bei einer Überlagerungshöhe $h_{\bar{u}} = 100$ m

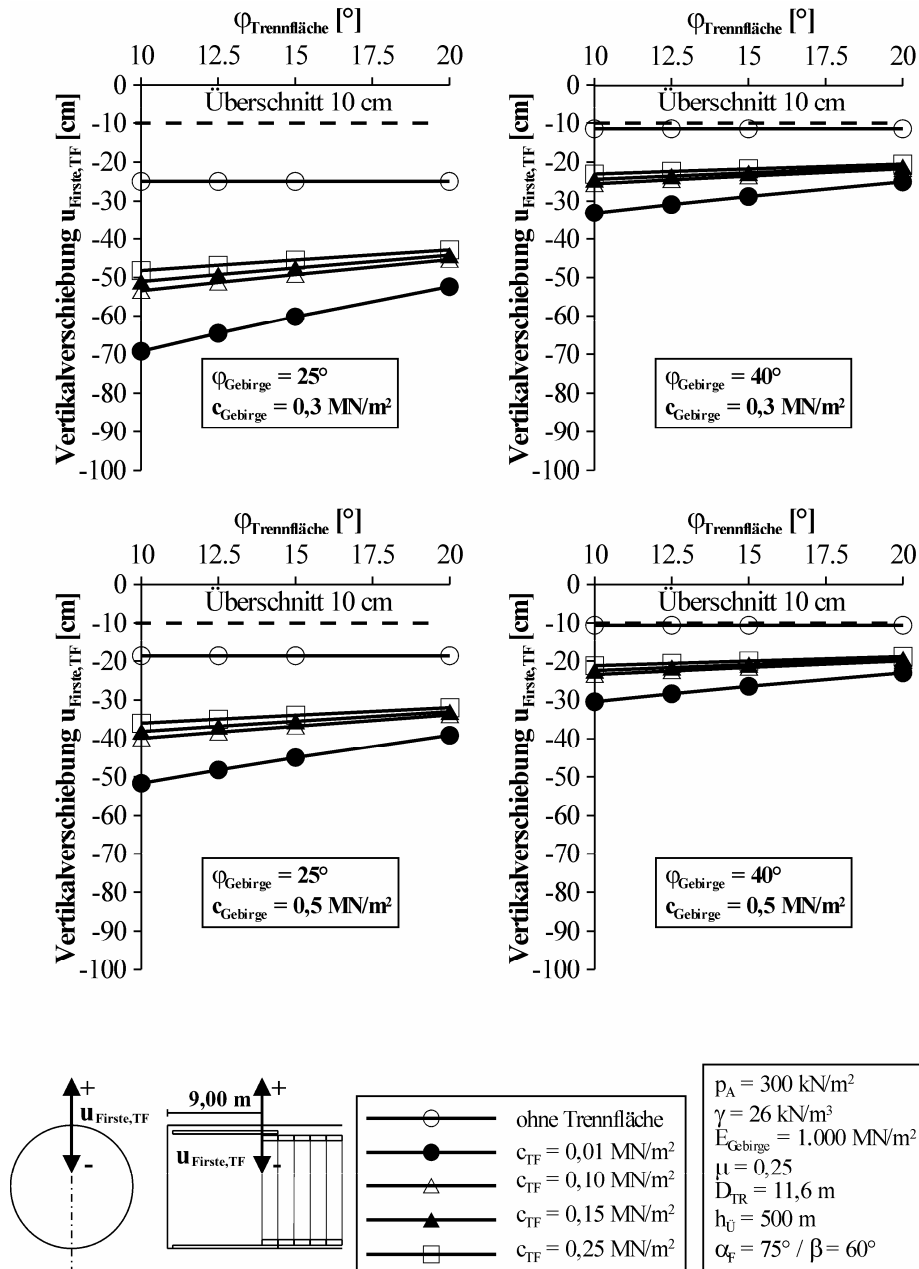


Abb. 5-87: Vertikalverschiebung Firste Variation Festigkeiten Gebirge und Trennflächenschar bei einer Überlagerungshöhe $h_U = 500 \text{ m}$

5.6.2.2 Gebirgsspannungen bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar

Die maßgebende Trennflächenorientierung für die minimale und maximale Radialspannung in der Firste, den Ulmen und der Sohle im Bereich des Tübbing T08, für die in den Berechnungen die maßgebenden Spannungen zu verzeichnen sind, befinden sich als Darstellung in der Abb. 5-88.

Radialspannungen

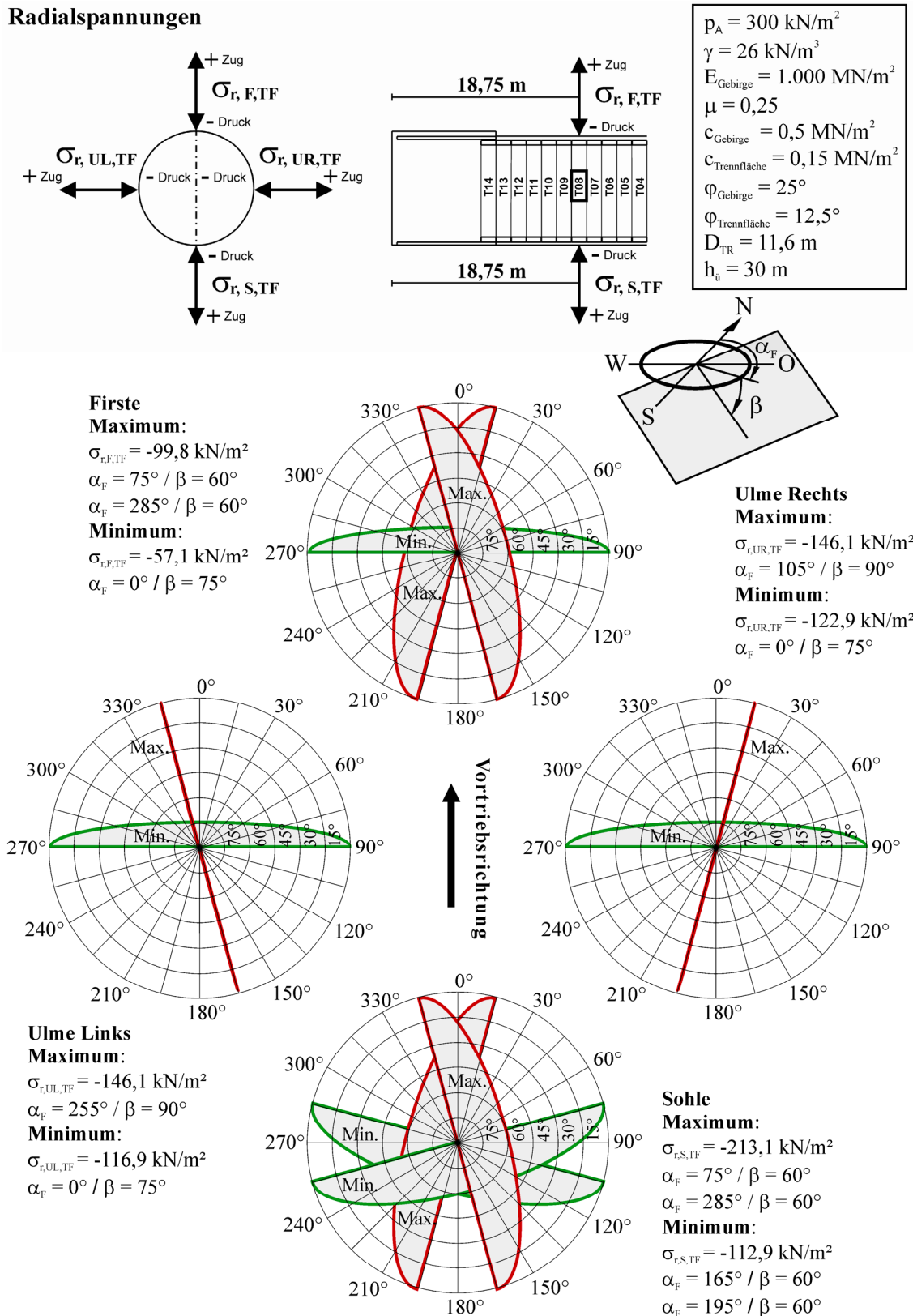
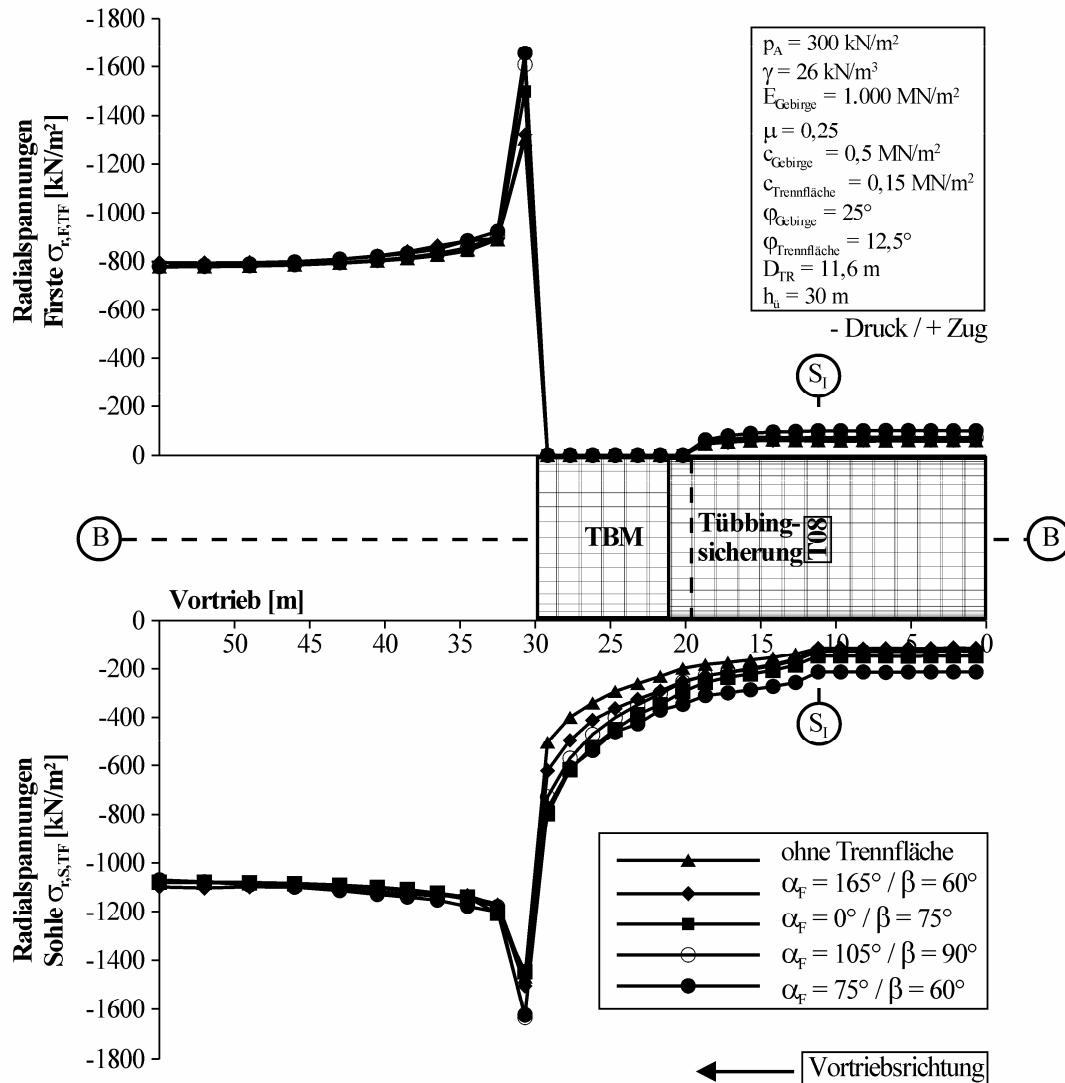
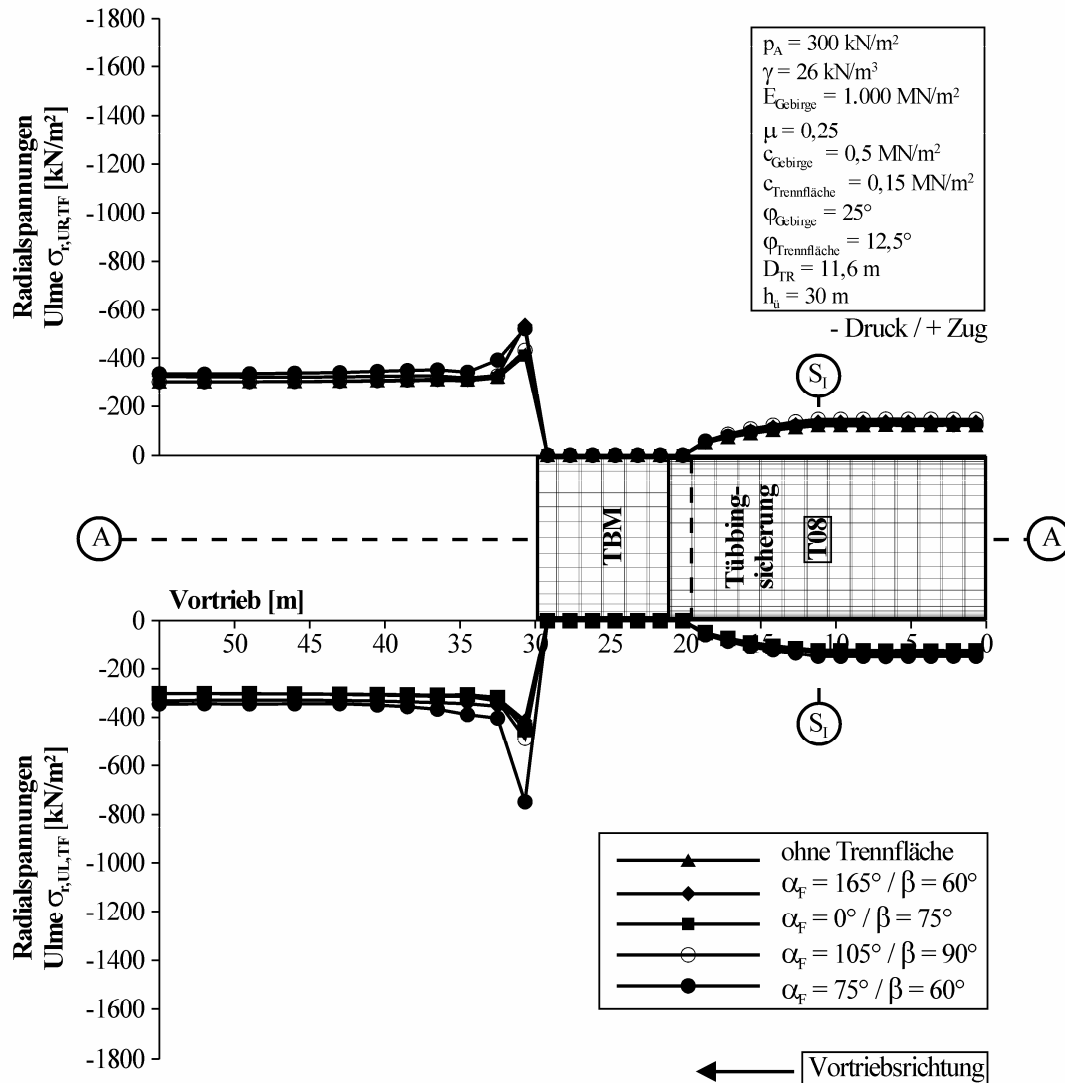


Abb. 5-88: Maßgebende Trennflächenorientierung für minimale bzw. maximale Radialspannung Firste, Ulme und Sohle

Vertikalschnitt A-A

Abb. 5-89: Verlauf der Radialspannungen im Bereich der Firste und Sohle im Vergleich

Wie bei den Vertikalverschiebungen in der Firste ergeben sich für die minimalen Radialspannungen in der Firste, den Ulmen und der Sohle bzw. bei der entsprechenden Trennflächenorientierung Werte, die denen der Berechnung bei Berücksichtigung von isotropen Materialeigenschaften des Gebirges entsprechen. In den Abb. 5-89 und Abb. 5-90 ist die Spannungumlagerung im Gebirge, die sich im Ausbruchbereich des TBM-Vortriebs ergibt, für die vier Trennflächenorientierungen der minimalen und maximalen Radialspannungen und zum Vergleich die Berechnungsergebnisse bei Berücksichtigung von isotropen Materialeigenschaften des Gebirges dargestellt.

Vertikalschnitt B-B

Abb. 5-90: Verlauf der Radialspannungen im Bereich der linken und rechten Ulmenseite im Vergleich

Die Verteilung der Radial- und Tangentialspannungen im Schnitt S_I-S_I, in dem sich die maßgebenden Spannungen ergeben, sind in Abb. 5-91 und Abb. 5-92 abgebildet. In den Untersuchungen betragen die Tangentialspannungen $\sigma_{t,TF}$ maximal bis ca. 20% der Radialspannungen $\sigma_{r,TF}$ in den betrachteten Fällen.

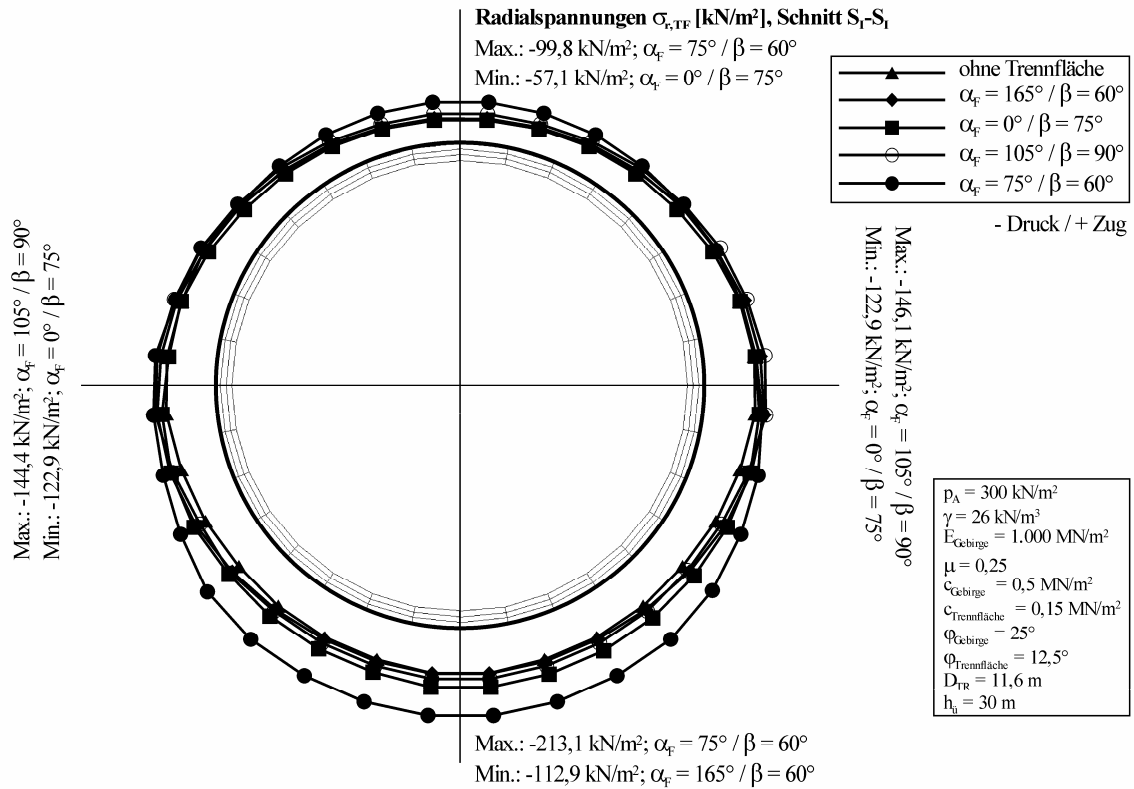


Abb. 5-91: Radialspannungen im Schnitt S_I - S_I Vergleich

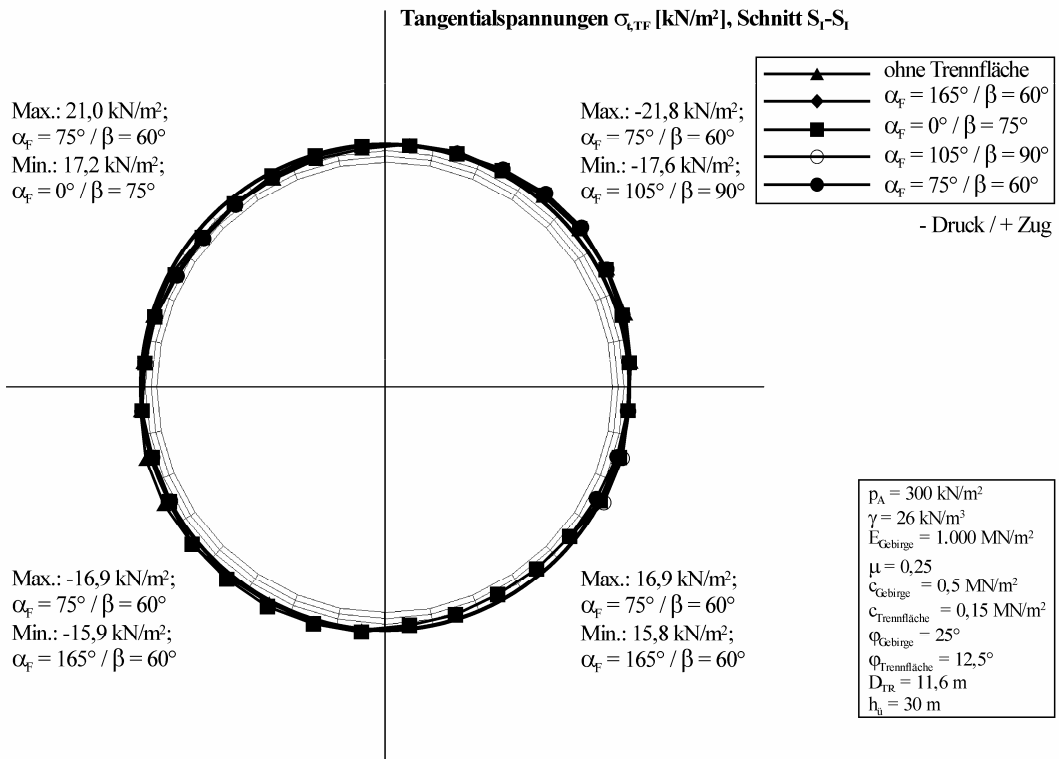


Abb. 5-92: Tangentialspannungen im Schnitt S_I - S_I Vergleich

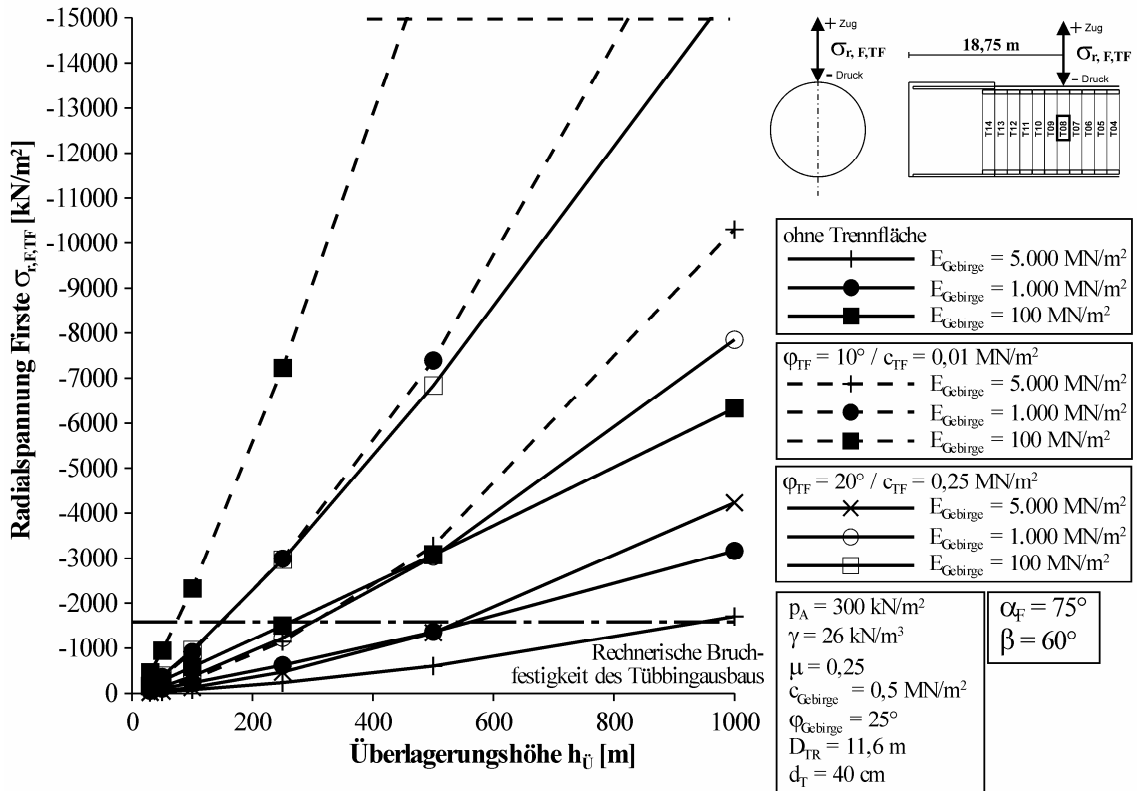
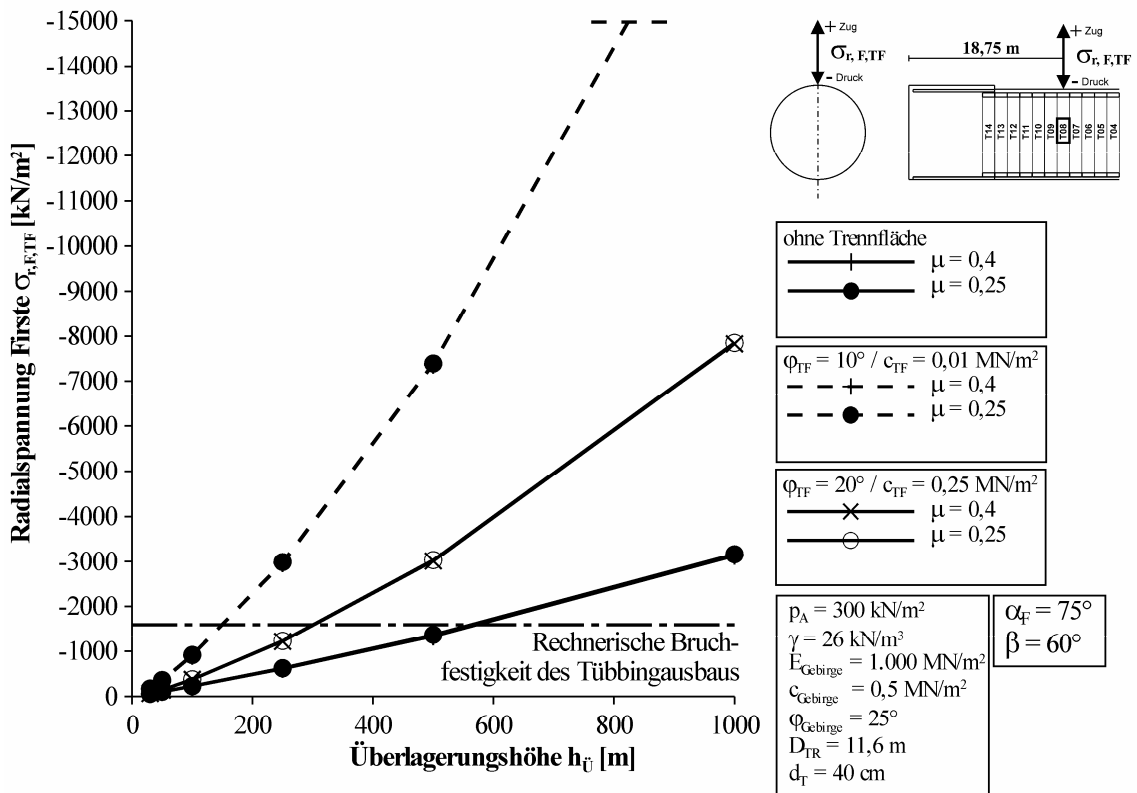
5.6.2.3 Gebirgsspannungen Firste Bereich Tübbing T08 bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar

Die Betrachtungsweise der Gebirgsspannungen in der Firste (Kap. 5.6.2.3), der rechten Ulme (Kap. 5.6.2.4) und der Sohle (Kap. 5.6.2.5) im Bereich des Tübbingrings T08 entspricht dem Vorgehen analog der Betrachtungsweise der Vertikalverschiebungen in der Firste im Bereich des Überschnitts (vgl. Kap. 5.6.2.1).

Ähnlich der Vertikalverschiebungen in der Firste im Bereich des Überschnitts zeigt sich bei den Radialspannungen in der Firste im Bereich des Tübbingrings T08 bei der Variation des E-Moduls des Gebirges E_{Gebirge} (vgl. Abb. 5-93) eine starke Abhängigkeit vom E-Modul des Gebirges E_{Gebirge} .

Die Veränderung der Querdehnzahl des Gebirges μ (vgl. Abb. 5-94) und des Durchmessers des Tübbingrings D_{TR} (vgl. Abb. 5-95) zeigt dagegen nur einen sehr geringen Einfluss. Die Variation der Tübbingdicke d_{T} (vgl. Abb. 5-96) weist denselben proportionalen Zusammenhang auf wie die Ergebnisse der Berechnungen bei Berücksichtigung von isotropen Materialeigenschaften des Gebirges.

In der Abb. 5-97 und Abb. 5-98 erfolgt wieder eine Darstellung der Abhängigkeiten der Scherfestigkeiten des Gebirges und der Trennflächenschar für die Überlagerungshöhen von $h_{\text{ü}} = 100 \text{ m}$ und $h_{\text{ü}} = 500 \text{ m}$.


Abb. 5-93: Radialspannung Firste Variation E-Modul Gebirge E_{Gebirge}

Abb. 5-94: Radialspannung Firste Variation Querdehnzahl Gebirge μ

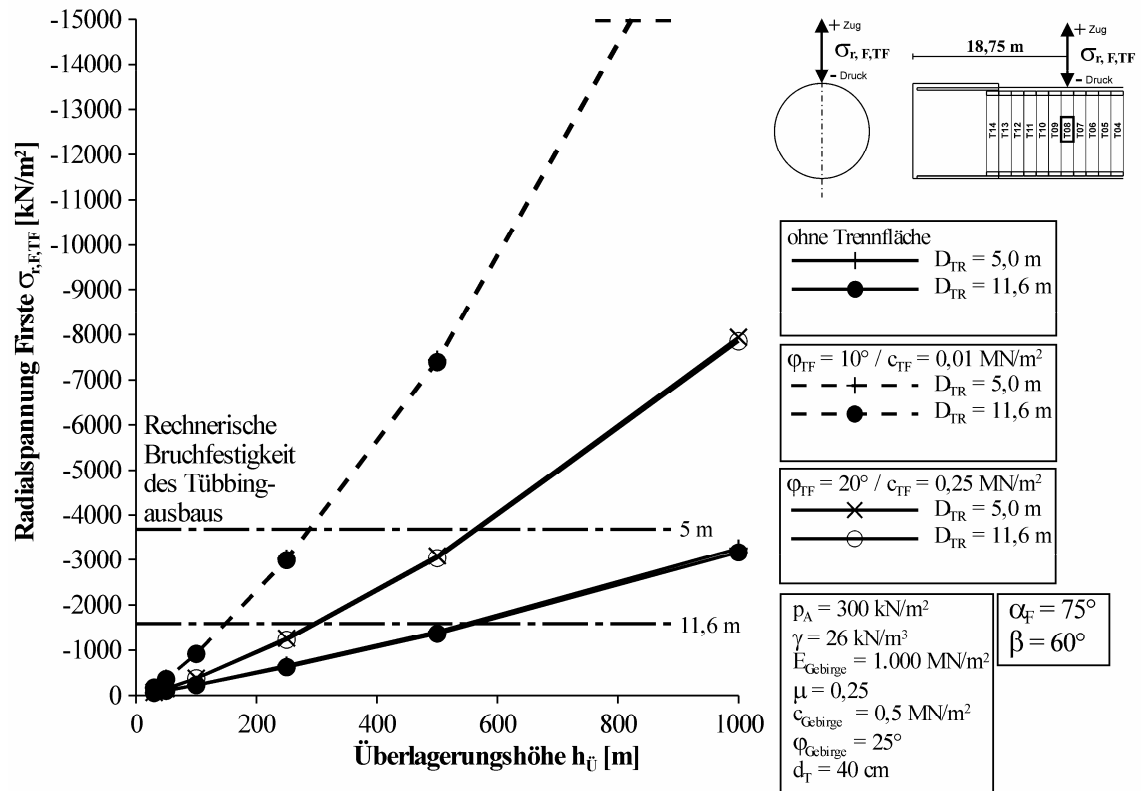


Abb. 5-95: Radialspannung Firste Variation Durchmesser Tübbingring D_{TR}

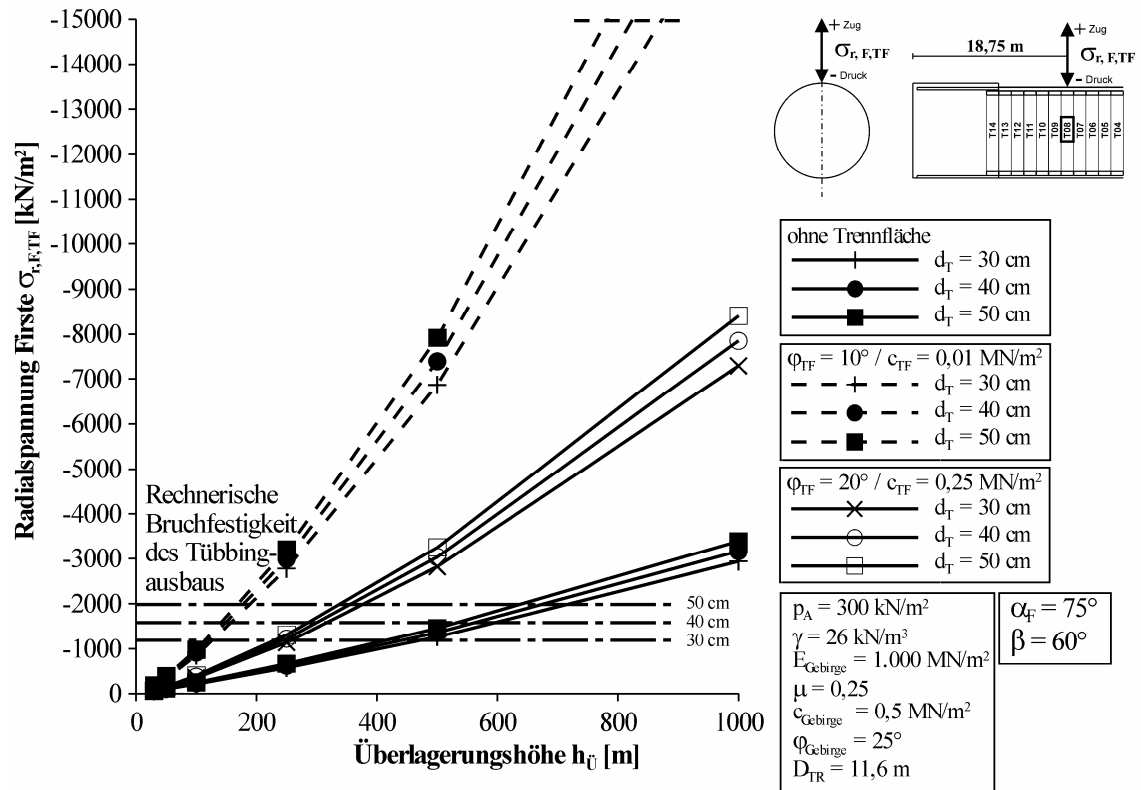


Abb. 5-96: Radialspannung Firste Variation Dicke Tübbing d_T

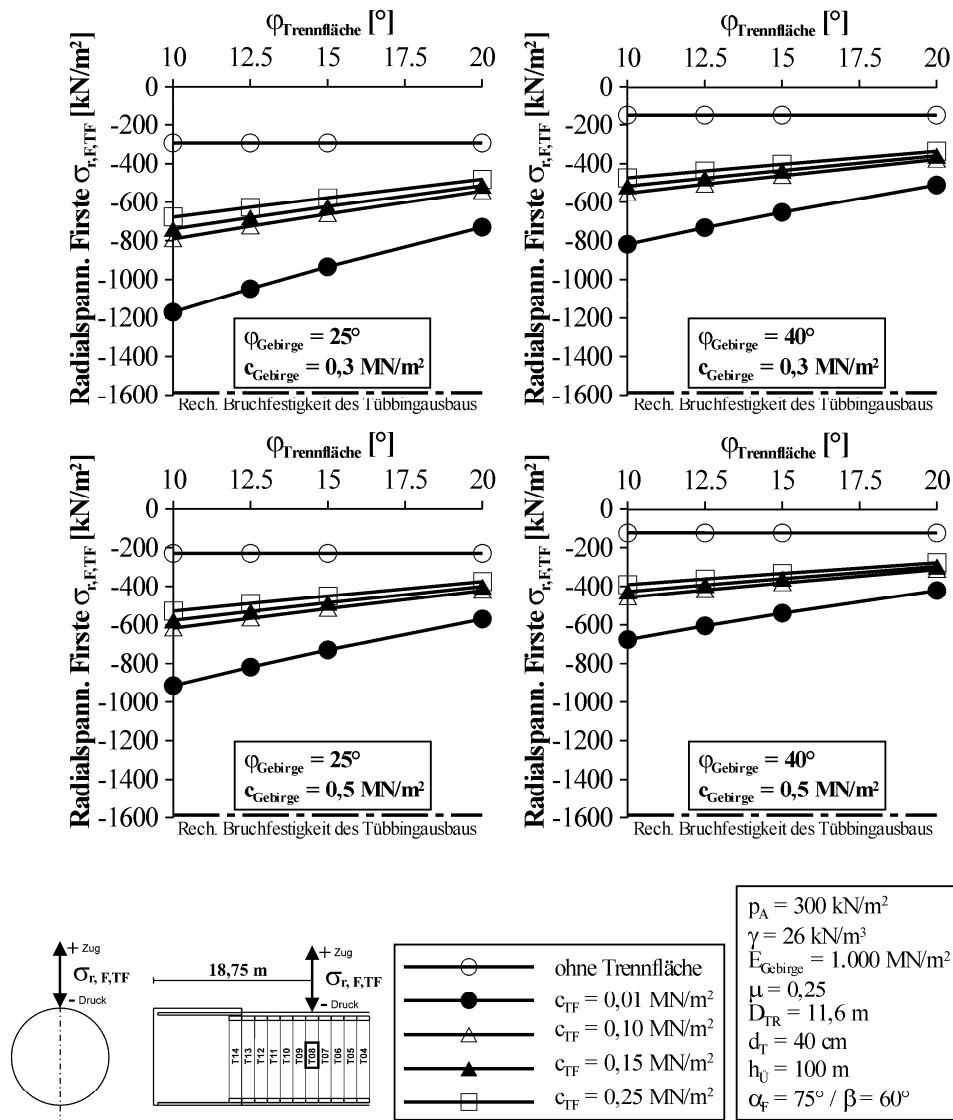


Abb. 5-97: Radialspannung Firste Variation Festigkeiten Gebirge und Trennflächenschar bei einer Überlagerungshöhe $h_0 = 100 \text{ m}$

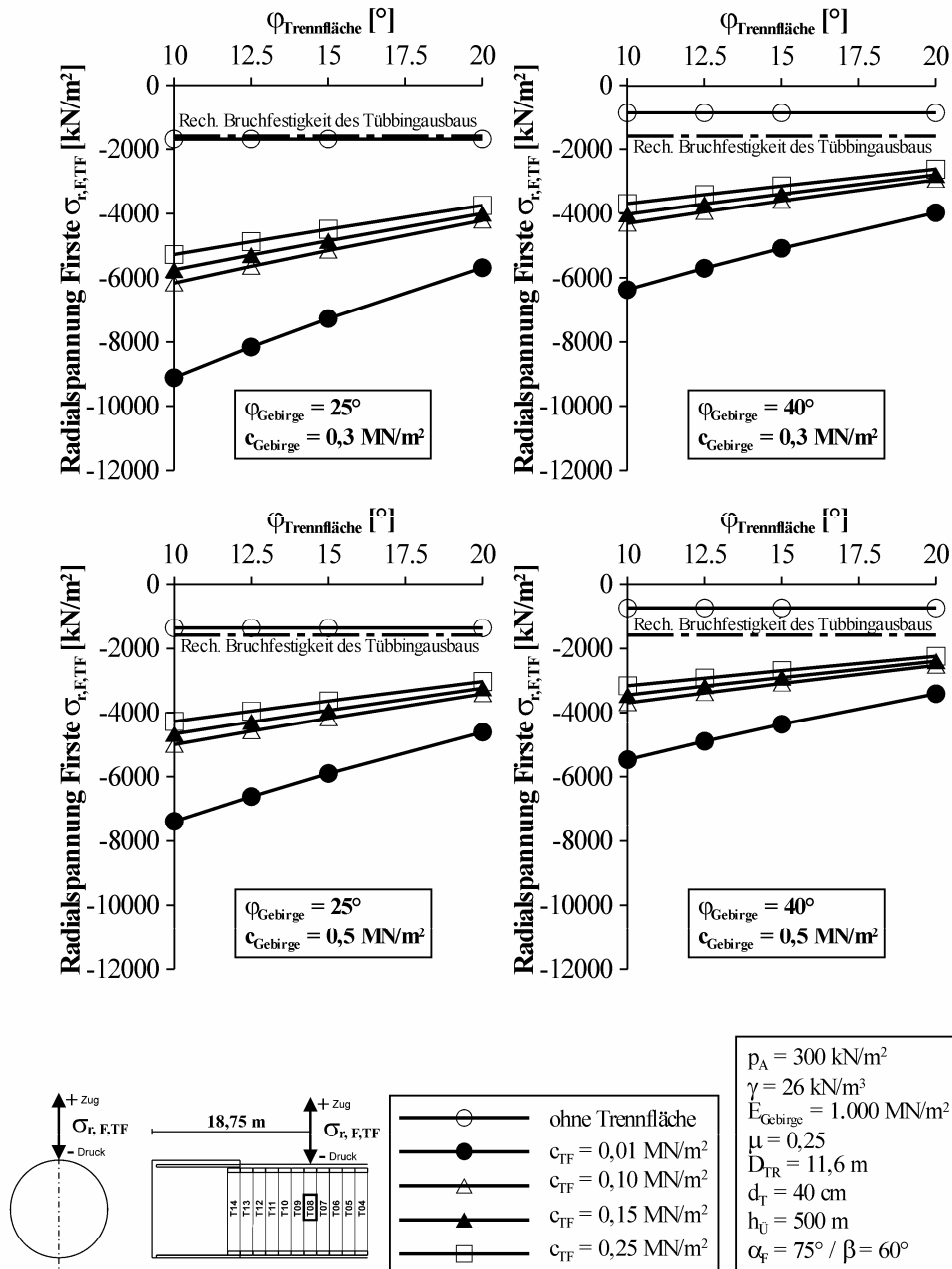
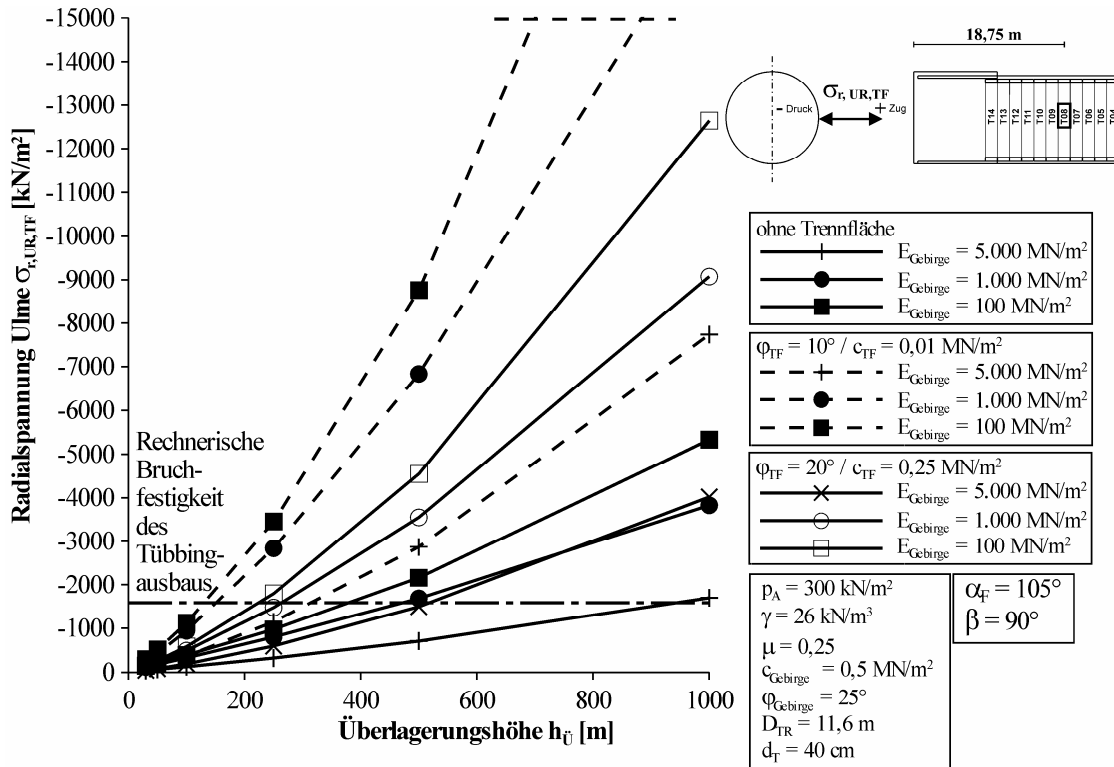
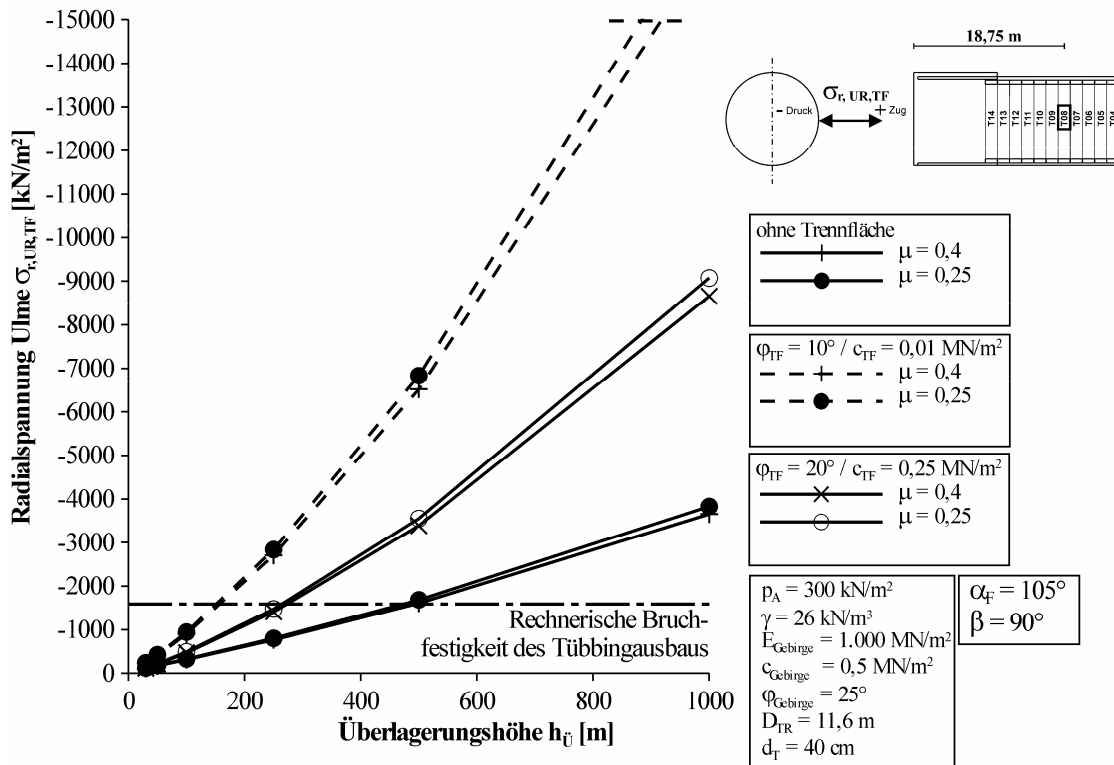


Abb. 5-98: Radialspannung Firste Variation Festigkeiten Gebirge und Trennflächenschar bei einer Überlagerungshöhe $h_U = 500 \text{ m}$

5.6.2.4 Gebirgsspannungen Ulme Bereich Tübbing T08 bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar

Die Abb. 5-99 stellt die Variation des Parameters E-Modul $E_{Gebirge}$, die Abb. 5-100 die Variation des Parameters Querdehnzahl Gebirge μ , die Abb. 5-101 die Variation des Parameters Durchmesser Tübbingring D_{TR} und die Abb. 5-102 die Variation des Parameters Dicke Tübbing d_T für die Radialspannung der rechten Ulme bezogen auf die Vortriebsrichtung dar.


Abb. 5-99: Radialspannung rechte Ulme Variation E-Modul Gebirge E_{Gebirge}

Abb. 5-100: Radialspannung rechte Ulme Variation Querdehnzahl Gebirge μ

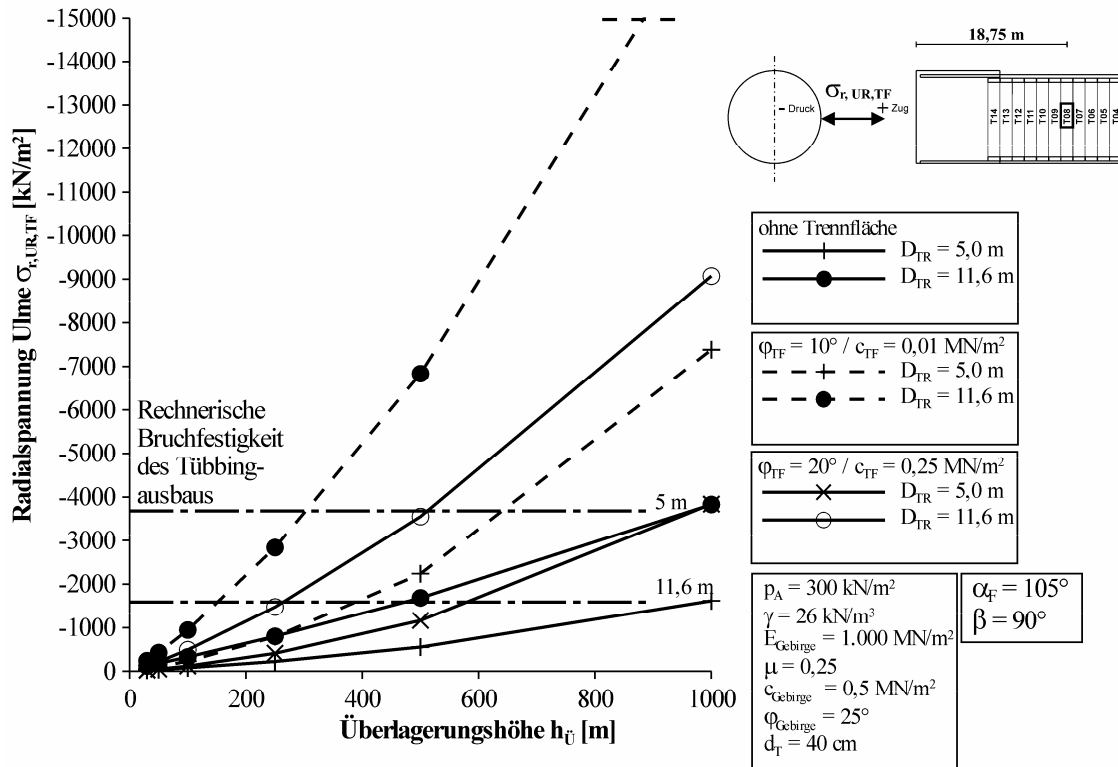


Abb. 5-101: Radialspannung rechte Ulme Variation Durchmesser Tübbing D_{TR}

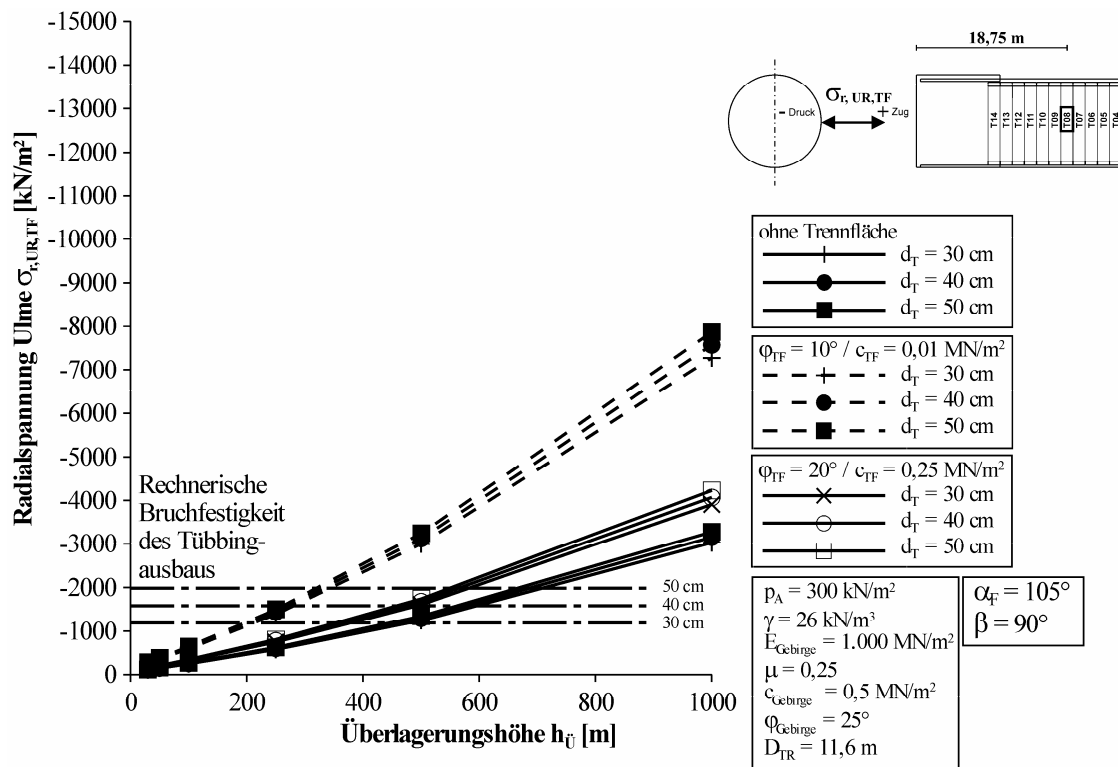


Abb. 5-102: Radialspannung rechte Ulme Variation Dicke Tübbing d_T

Für die elastischen Parameter des Gebirges und die Dicke des Tübbings d_T ergeben sich dieselben Aussagen wie in den vorangegangenen Abschnitten.

Beim Durchmesser des Tübbingrings D_{TR} besteht ein ähnliches Verhalten wie bei den Berechnungen ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar.

Ein großer Einfluss ist durch die Variation der Scherfestigkeiten für das Gebirge und die Trennflächenschar zu vermerken (vgl. Abb. 5-103 und Abb. 5-104).

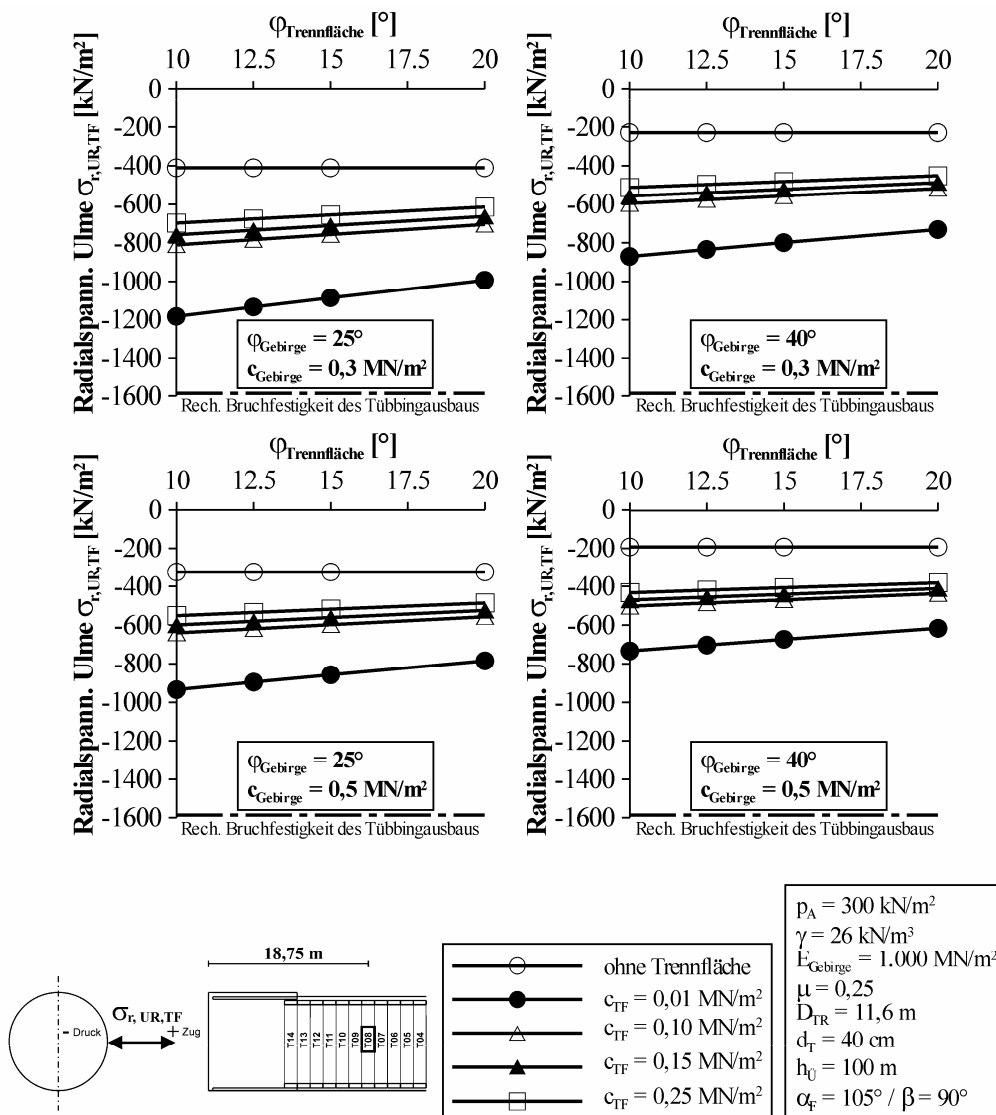


Abb. 5-103: Radialspannung rechte Ulme Variation Festigkeiten Gebirge und Trennflächenschar bei einer Überlagerungshöhe $h_0 = 100 \text{ m}$

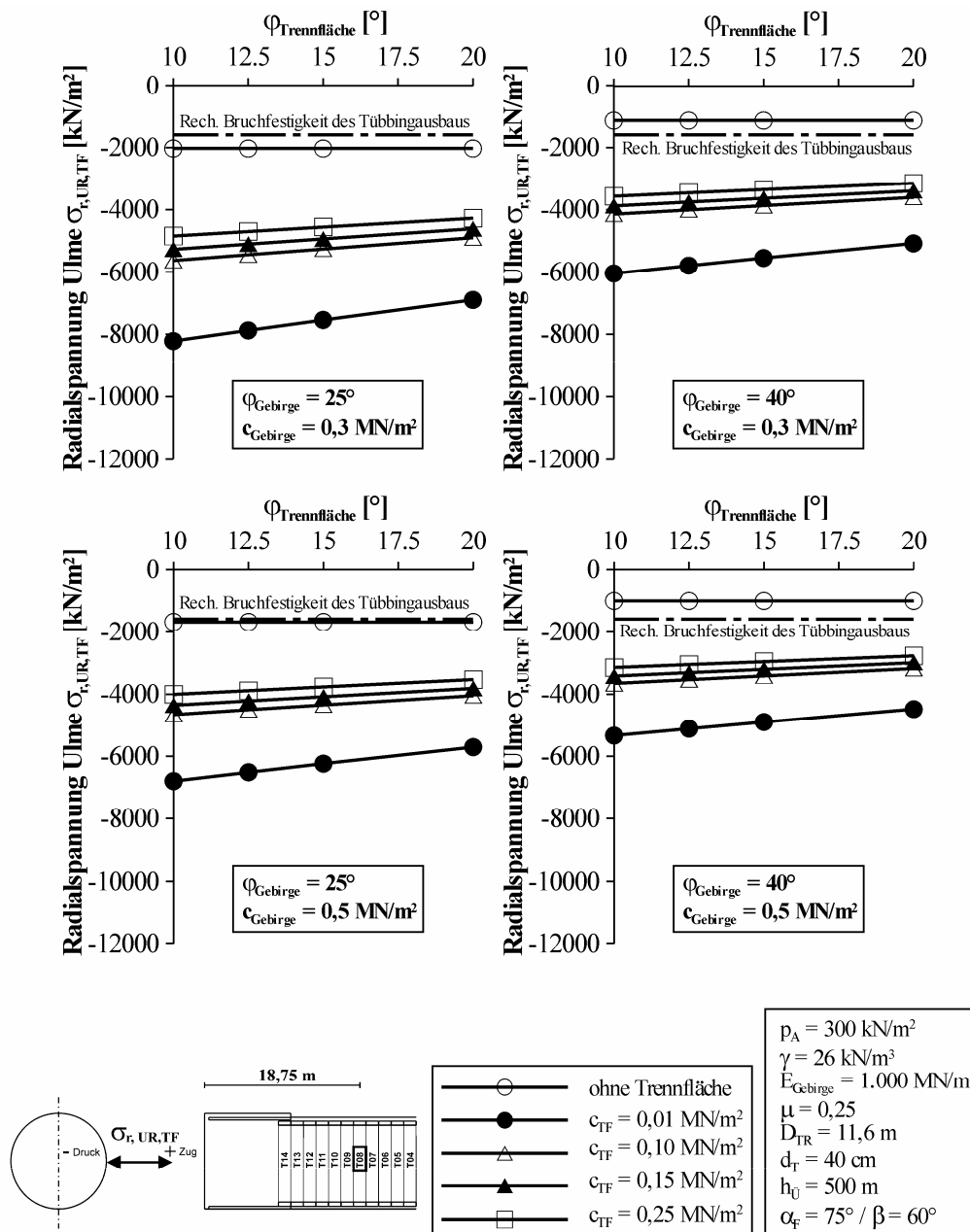


Abb. 5-104: Radialspannung rechte Ulme Variation Festigkeiten Gebirge und Trennflächenschar bei einer Überlagerungshöhe $h_U = 500 \text{ m}$

5.6.2.5 Gebirgsspannungen Sohle Bereich Tübbing T08 bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar

Das Kapitel 5.6.2.5 zeigt die Radialspannungen des Gebirges in der Sohle im Bereich des Tüblings T08. Bei den untersuchten bzw. variierten Parametern lässt sich das Verhalten entsprechend den Ergebnissen der Radialspannungen des Gebirges in der Firste im Bereich des Tüblings T08 prognostizieren (vgl. Abb. 5-105 bis Abb. 5-110), wobei quantitativ ein geringerer Einfluss der Scherfestigkeiten für das Gebirge und die Trennflächenschar zu vermerken ist (vgl. Abb. 5-109 und Abb. 5-110).

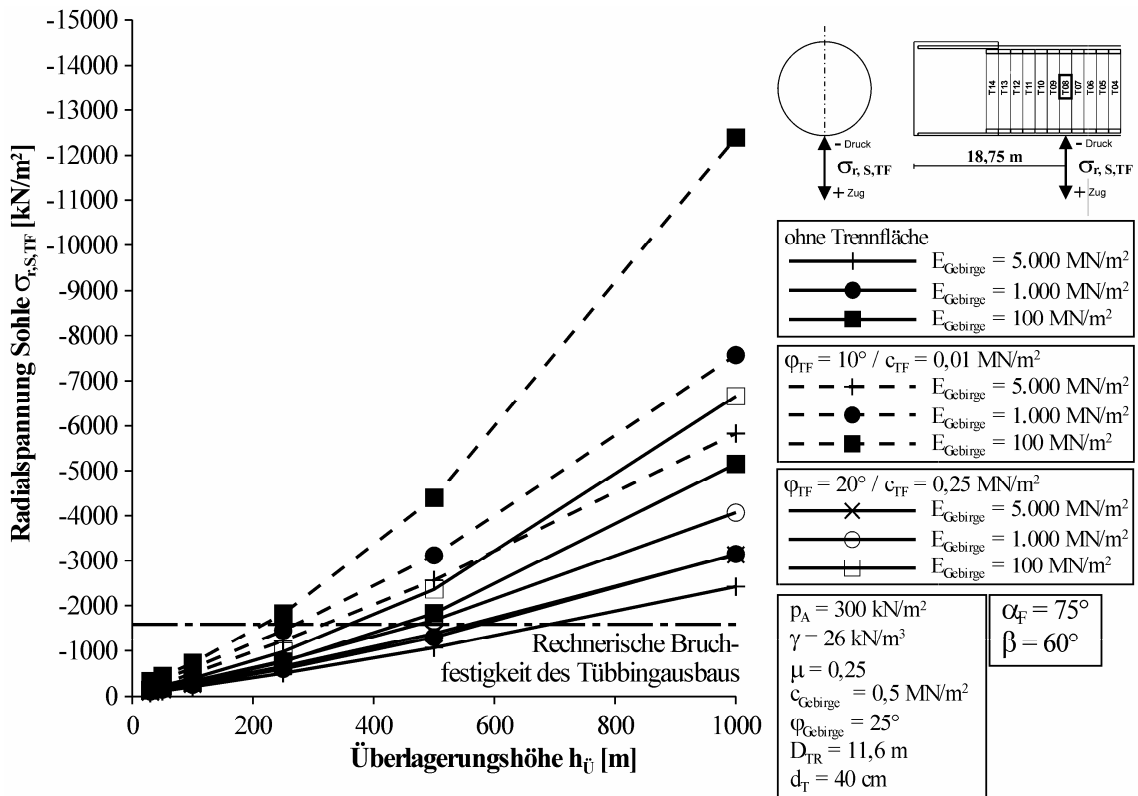


Abb. 5-105: Radialspannung Sohle Variation E-Modul Gebirge E_{Gebirge}

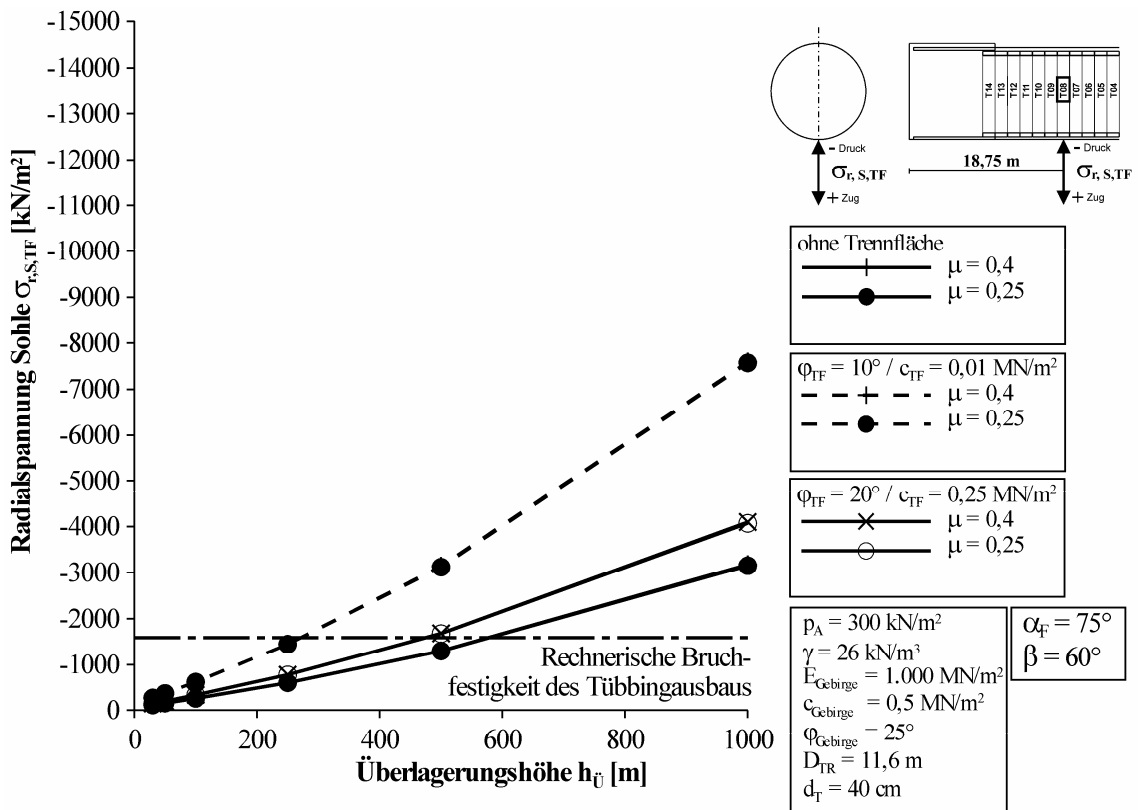


Abb. 5-106: Radialspannung Sohle Variation Querdehnzahl Gebirge μ

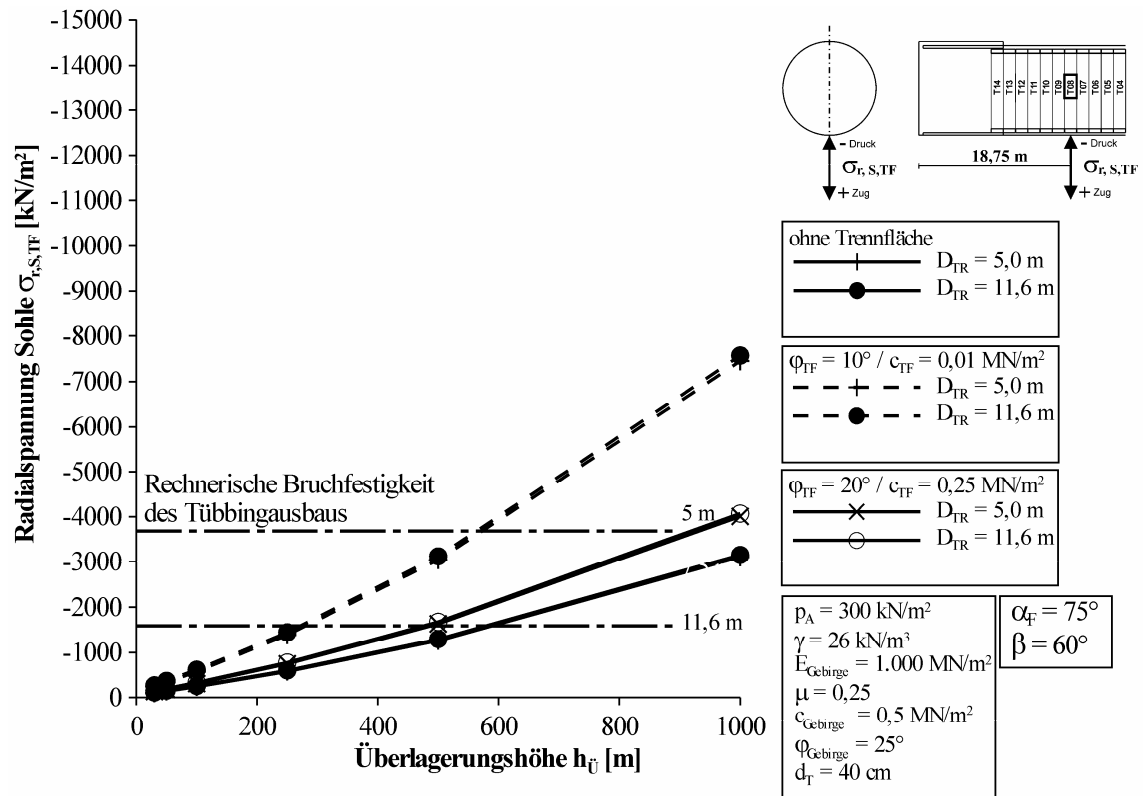


Abb. 5-107: Radialspannung Sohle Variation Durchmesser Tübbingring D_{TR}

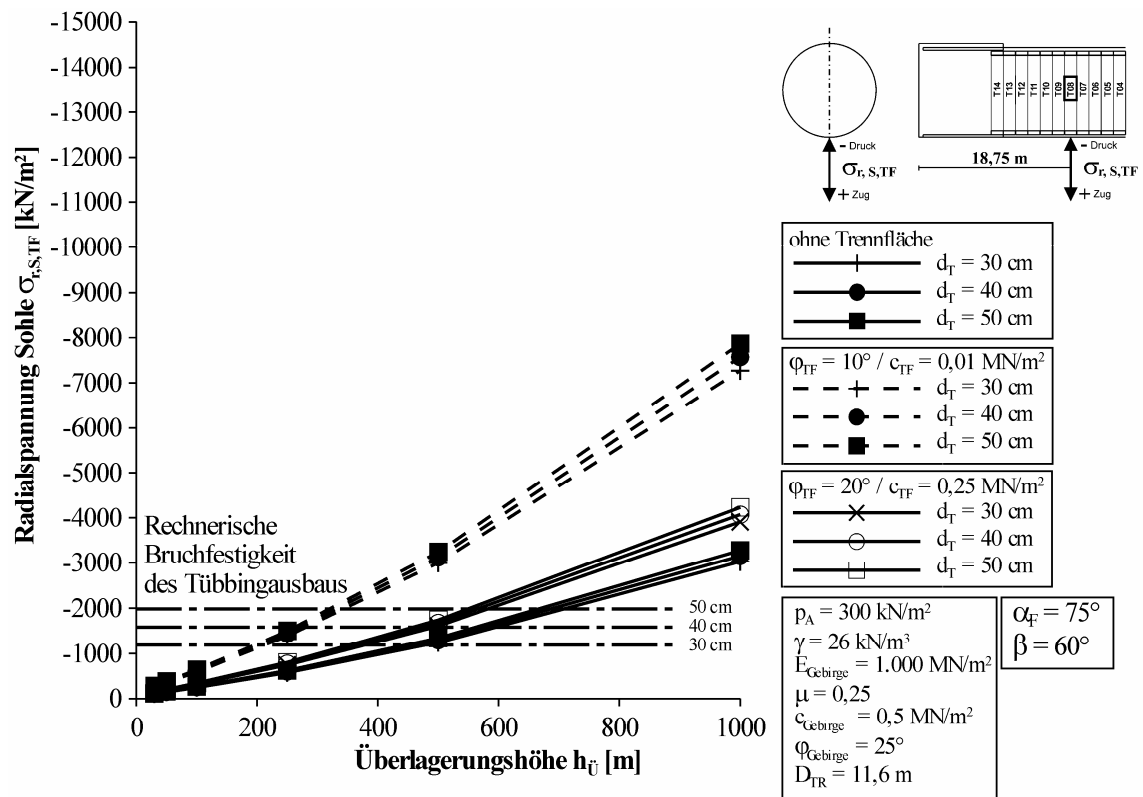


Abb. 5-108: Radialspannung Sohle Variation Dicke Tübbing d_T

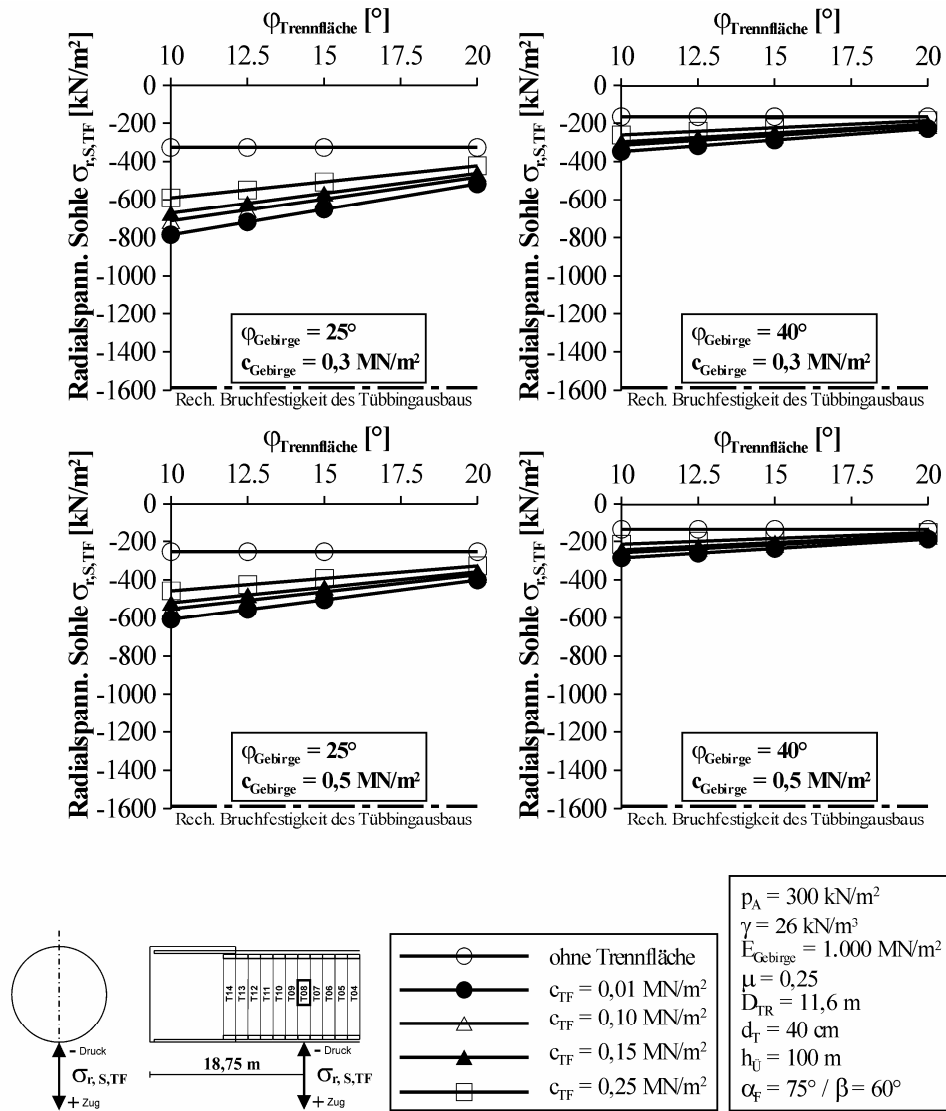


Abb. 5-109: Radialspannung Sohle Variation Festigkeiten Gebirge und Trennflächenschar bei einer Überlagerungshöhe $h_U = 100 \text{ m}$

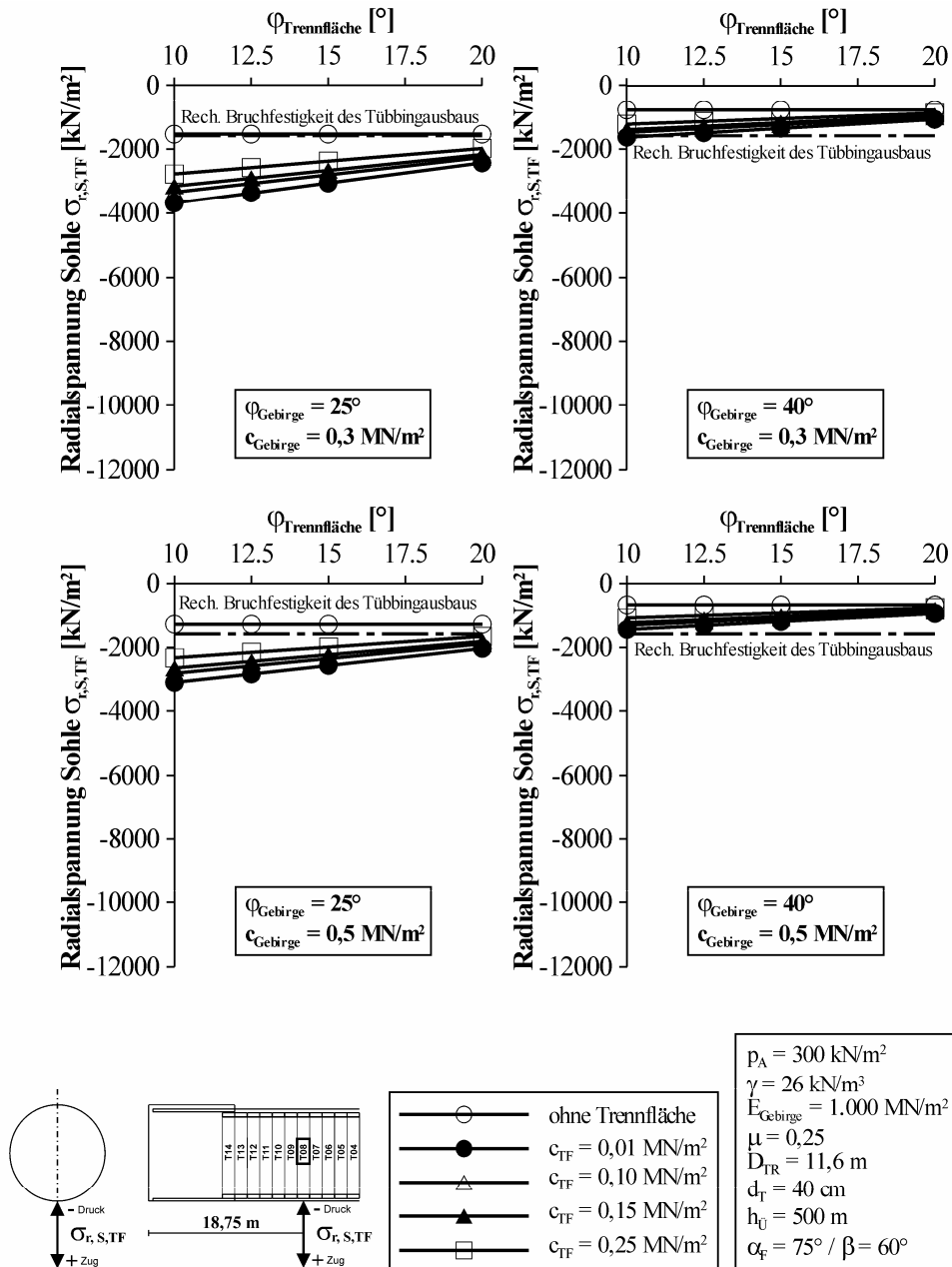


Abb. 5-110: Radialspannung Sohle Variation Festigkeiten Gebirge und Trennflächenschar bei einer Überlagerungshöhe $h_{\bar{U}} = 500 \text{ m}$

6 Interpretation und Bewertung der Untersuchungsergebnisse

Die Berechnungsergebnisse zeigen deutlich, dass es erforderlich ist, räumliche Berechnungen durchzuführen, um die Spannungumlagerung im Gebirge realistisch erfassen zu können. Dabei ist es wichtig, die TBM-S bzw. den Schildmantel sowie die Tübbingsicherung abzubilden, um die einzelnen Last- und Steifigkeitsbereiche sowie die räumlichen geometrischen Randbedingungen zu erfassen.

Die Abb. 6-1 zeigt beispielsweise einen Vergleich zwischen den berechneten Gebirgsspannungen, die im Rahmen der durchgeführten Sensitivitätsstudien ermittelt wurden (vgl. Abb. 6-1(b)), und den in der Praxis allgemein üblichen Lastansätzen zur Bemessung einer Tübbingsicherung (vgl. Abb. 6-1(a)).

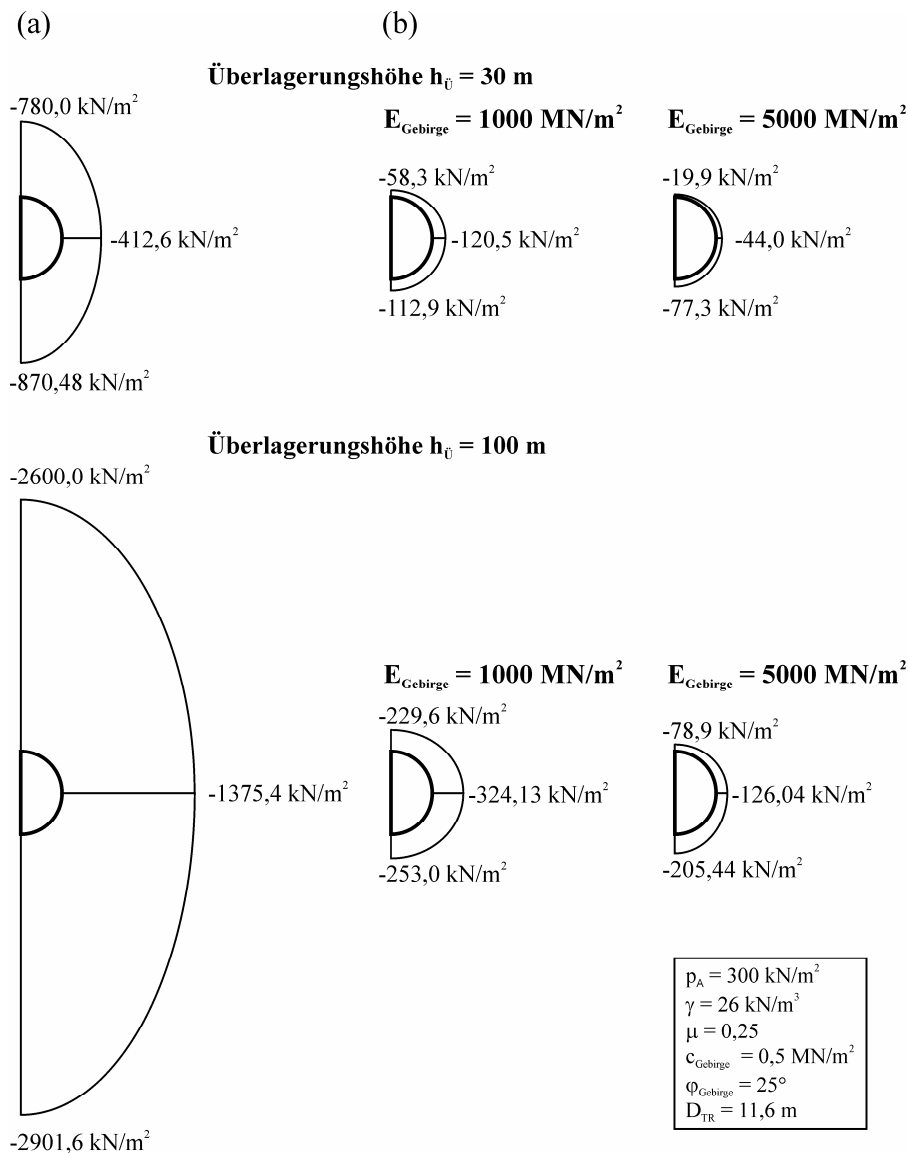


Abb. 6-1: Vergleich (a) Lastansätze entsprechend DGE [1980] mit (b) Berechnete Gebirgsspannungen Sensitivitätsstudien

Die in der Praxis verwendeten Lastansätze beruhen auf den Empfehlungen der DGEG [1980], welche sich auf Schildvortriebe im Lockergestein beziehen. Dabei kommt für den Vertikaldruck der Überlagerungsdruck nach Gl. (4-1) und für den Horizontaldruck die Gl. (4-2) zur Anwendung. Die Empfehlungen gelten für Tunnel bei geringer bis mäßiger Tiefenlage. Eine Abgrenzung des Begriffs mäßige Tiefenlage erfolgt dabei nicht. Allerdings werden in den Empfehlungen Aussagen zur Modellbildung bei Tunneln mit einer Überlagerung, die größer oder gleich dem dreifachen Tunneldurchmesser ist, gegeben. Als stark vereinfachte zweidimensionale Berechnungsmodelle werden in den Empfehlungen z. B. Stabzugmodelle mit radialer Bettung vorgeschlagen. Als Belastung für diese Berechnungsmodelle werden der Überlagerungs- und Seitendruck entsprechend Kap. 4.1.1 angesetzt.

In der Abb. 6-1 wird eindrucksvoll deutlich, dass diese Lastansätze im Vergleich zu den in den Sensitivitätsstudien ermittelten Gebirgsspannungen für einen maschinellen Vortrieb im Hartgestein schon für eine geringe Überlagerungshöhe von $h_U = 30$ m sehr konservative Lastannahmen sind. Dieser Unterschied nimmt mit steigender Überlagerungshöhe extrem zu (vgl. Abb. 6-1). Ebenso wird aufgrund der durchgeführten Sensitivitätsstudien unmissverständlich erkennbar, dass die mechanischen Materialeigenschaften des Gebirges z. B. die Steifigkeit einen nicht vernachlässigbaren Einfluss auf die Größe der Gebirgsspannungen haben (vgl. Abb. 6-1(b)). Die durchgeführten Sensitivitätsstudien zeigen sehr anschaulich und sehr deutlich, dass eine eingehende Analyse des Spannungsverformungsverhaltens des Gebirges bei einem maschinellen Tunnelvortrieb mit Schild dringend erforderlich ist, um realistischere und wirtschaftlichere Bemessungsansätze zu gewinnen.

In der Abb. 6-2 ist in einer Schemaskizze die Gebirgsverformung im ungestützten Bereich des Überschnitts und die dazugehörige Spannungsumlagerung, die im Ausbruchsbereich in der Firste und in der Sohle in den durchgeführten numerischen Studien berechnet wurde, dargestellt. Diese Skizze zeigt, wie komplex die Spannungsumlagerung in den einzelnen Bereichen des Tunnelvortriebs ist. Bei dem Vortrieb mit einer TBM-S kommt es im Abstand des ca. 1,7-fachen Tunneldurchmessers vom Bohrkopf unabhängig von der Größe des Tunneldurchmessers zu einem zunächst leichten Anstieg der Radialspannungen, der sehr stark bis vor den Bereich der Ortsbrust anwächst. Im Bereich des Überschnitts ergeben sich im Randbereich durch die fehlende Stützung bzw. den fehlenden Gegendruck keine Radialspannungen in der Firste. Nachdem die Tübbingsicherung im Schildschwanz eingebaut und der Ringspalt verfüllt wird, steigen die Spannungen in der Firste an, bis es in einem Abstand des 1,6-fachen Tunneldurchmessers bezogen auf die Ortsbrust unabhängig von der Größe des Tunneldurchmessers zu einem konstanten Spannungswert kommt.

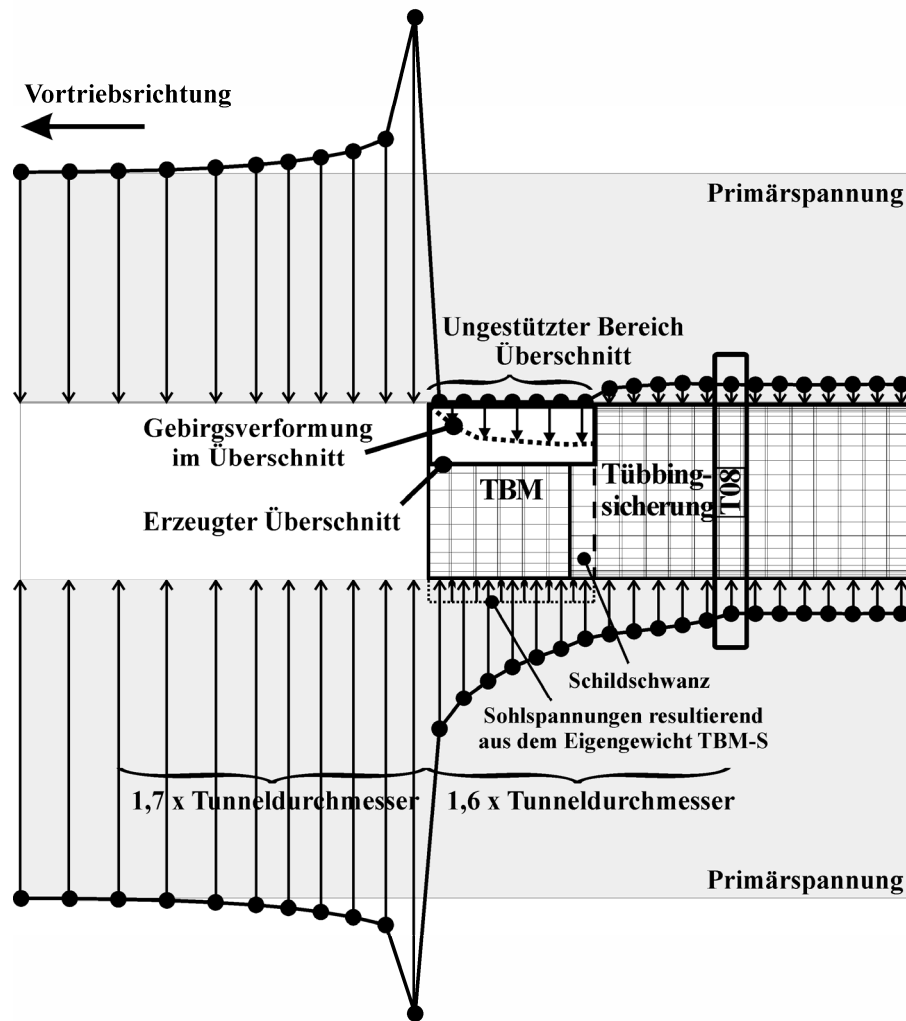


Abb. 6-2: Schemaskizze Gebirgsverformung im Überschnitt und Spannungsumlagerung im Gebirge bei einer TBM-S (Vertikalschnitt)

Für die Radialspannungen im Ulmenbereich, welche in der Abb. 6-2 nicht dargestellt sind, ergibt sich qualitativ der gleiche Verlauf wie in der Firste.

Im Sohlbereich, in dem die TBM-S auf der Sohle aufliegt, zeigt sich, dass die Radialspannungen kontinuierlich abnehmen, bis sich entsprechend dem Verlauf in der Firste ein konstanter Spannungsverlauf in einem Abstand des 1,6-fachen Tunneldurchmessers bezogen auf die Ortsbrust unabhängig vom Tunneldurchmesser abzeichnet. Im Sohlbereich wirkt das Eigengewicht der TBM-S (vgl. Abb. 6-2). Das bedeutet, dass in den berechneten Sohlspannungen im Bereich der TBM-S ca. 250 kN/m^2 aus dem Eigengewicht der TBM-S resultieren. Diese temporäre Belastung wirkt im Bereich der Tübbingsicherung nicht mehr und ist eine Ursache für die abnehmenden Radialspannungen im Sohlbereich.

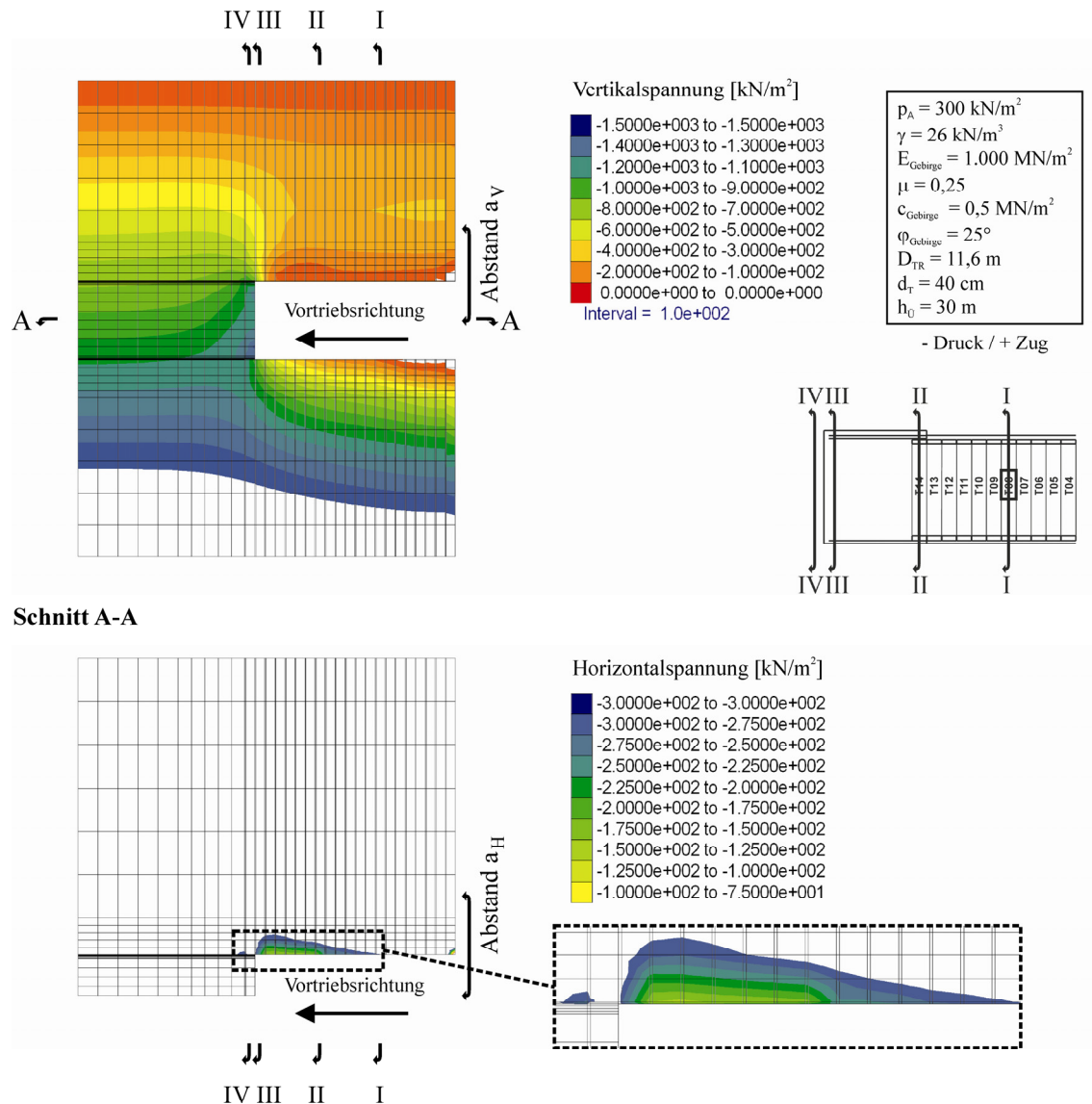


Abb. 6-3: Verteilung Vertikalspannungen und Horizontalspannungen (quer zur Vortriebsrichtung)

Die Abb. 6-3 stellt die Verteilung der Vertikal- und Horizontalspannungen im Gebirge in einem Vertikal- und Horizontalschnitt durch das Berechnungsmodell im Bereich des Vortriebs dar. Dabei zeigt sich bei den Vertikalspannungen im Bereich oberhalb der Tunnelfirste die Spannungsumlagerung bzw. Spannungserhöhung und -reduktion im Gebirge.

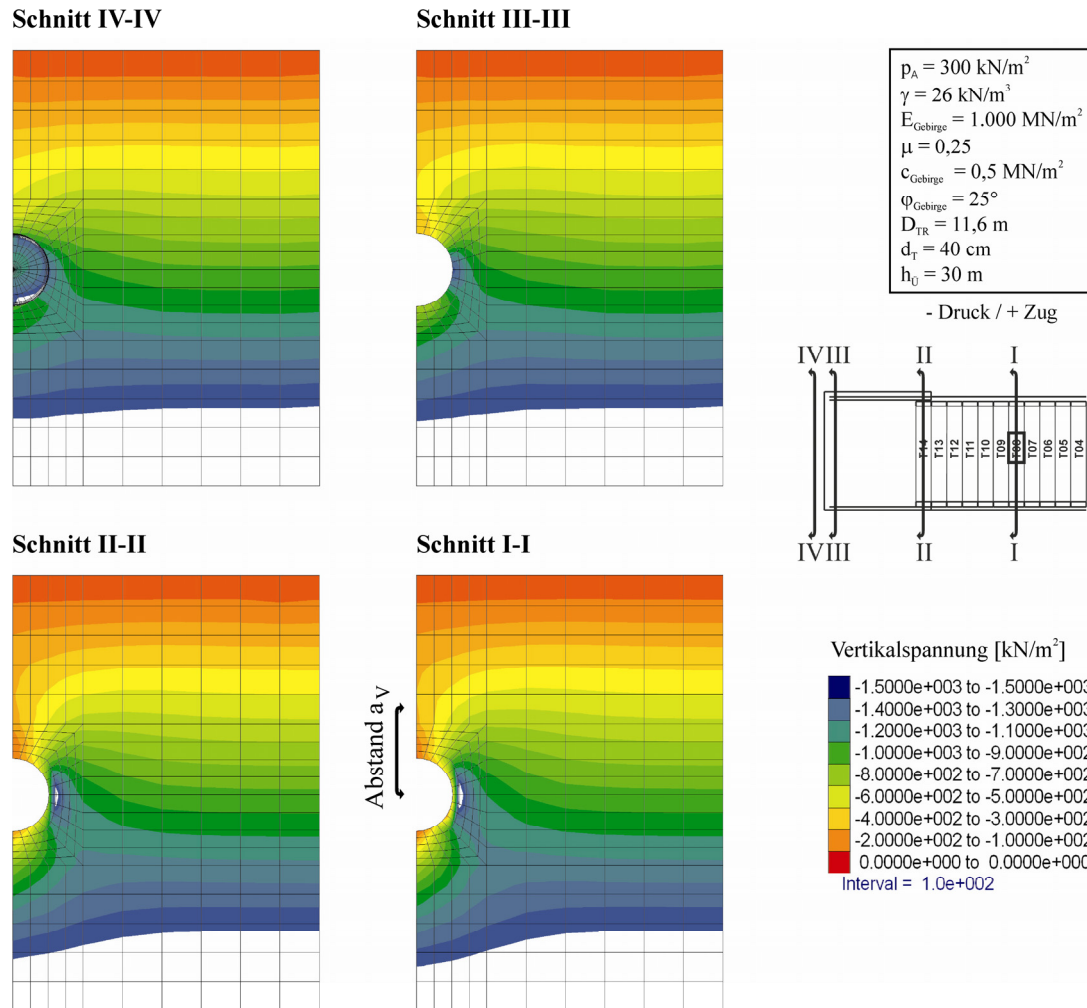


Abb. 6-4: Verteilung Vertikalspannungen im Bereich der Schnitte I bis IV

In den Abb. 6-4 bis Abb. 6-6 sind die Vertikal-, Horizontal- und Schubspannungen in vier Schnitten I-I bis IV-IV, die quer zur Vortriebsrichtung liegen, zur Anschauung der Verteilung der Spannungen im Gebirge abgebildet. Der Schnitt I-I befindet sich im Bereich des Tübbingrings T08, der den maßgebenden Bereich für die Tübbingbemessung darstellt. Im Bereich des Schildschwanzes liegt der Schnitt II-II. Die Schnitte III-III und IV-IV sind im Bereich der Ortsbrust angeordnet. In den Schnitten I-I bis III-III ist zu erkennen, dass sich die Vertikal- und Horizontalspannungen im Bereich der Firste und der Sohle reduzieren. In den Ulmen kommt es dagegen zu einer Erhöhung der Spannungen im Gebirge. Im Bereich der Ortsbrust bzw. im Schnitt IV-IV ist eine starke Spannungserhöhung auf den Ausbruchsbereich beschränkt.

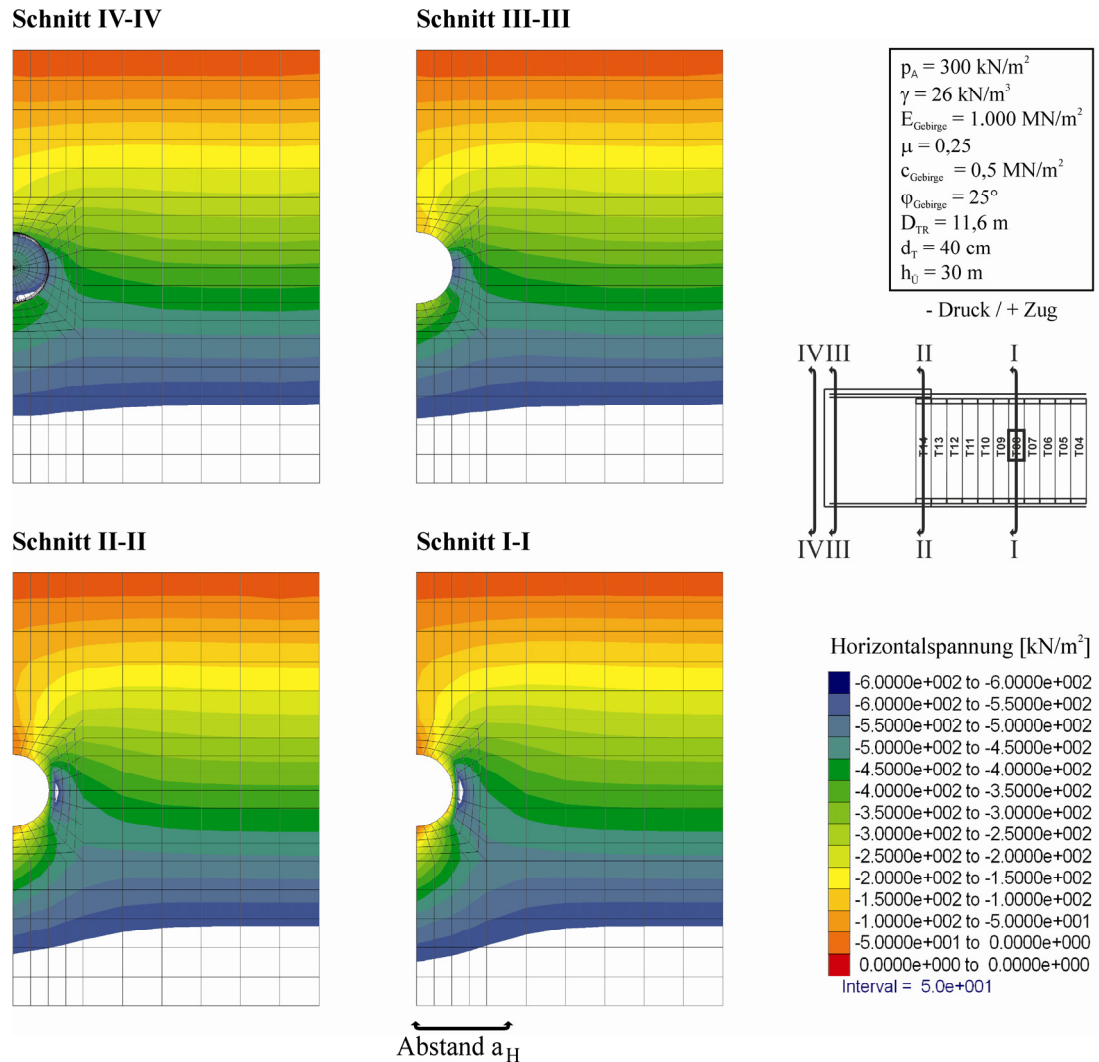


Abb. 6-5: Verteilung Horizontalspannungen im Bereich der Schnitte I bis IV

Die Abb. 6-7 und Abb. 6-8 zeigen detailliert die Verteilung der Spannungen im Gebirge für die Schnitte I-I bis IV-IV. In den Abbildungen sind sehr deutlich die Erhöhung bzw. die Spannungsspitzen der Vertikal- und Horizontalspannungen im Gebirge im Schnitt IV-IV, die sich, wie oben beschrieben, auf den Bereich des Ausbruchsquerschnittes beschränken, zu erkennen. Nachdem der Ausbruch erfolgt ist, ergibt sich im Bereich des Schnittes III-III im Gebirge eine Reduktion der Vertikalspannungen in der Firste und in der Sohle. Im Bereich der Ulmen reduzieren sich die Horizontalspannungen im Gebirge in Richtung des Ausbruchsquerschnittes.

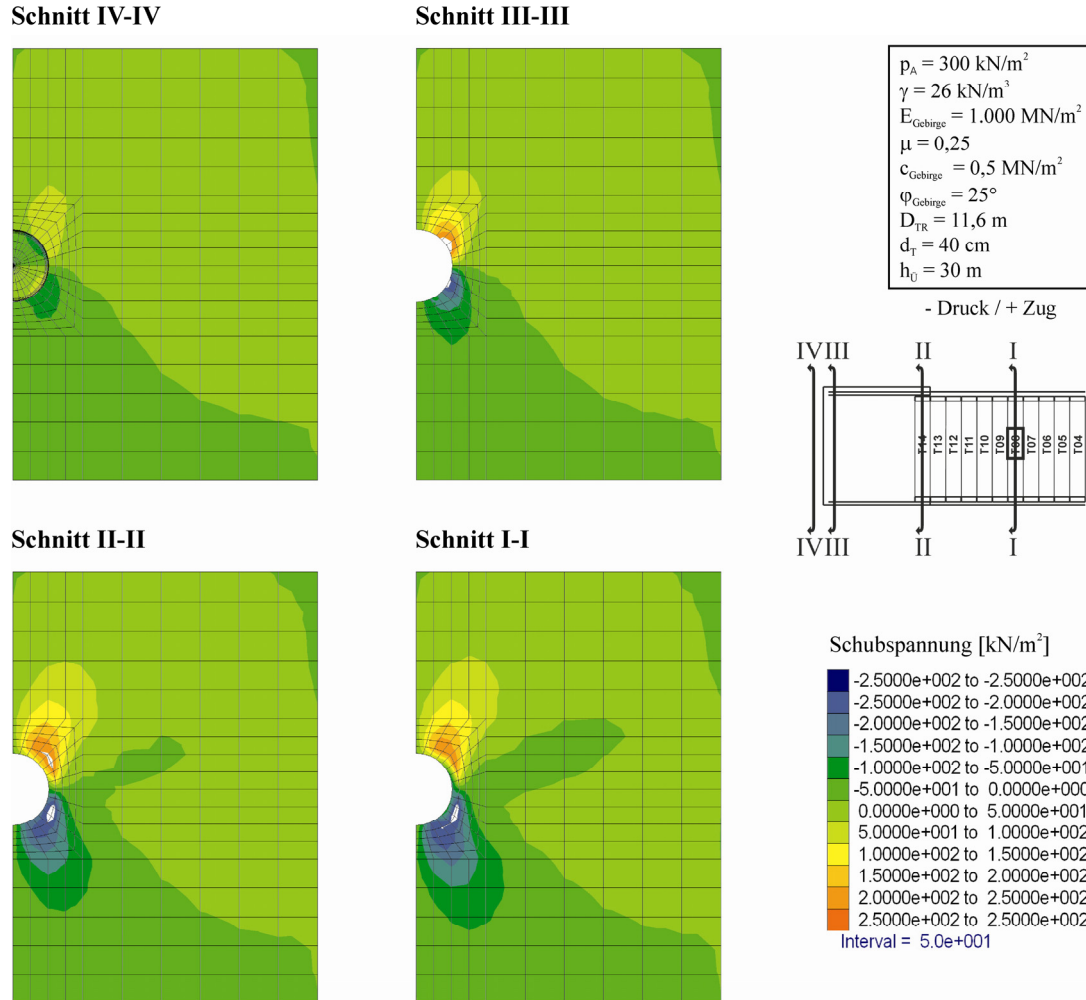


Abb. 6-6: Verteilung Schubspannungen im Bereich der Schnitte I bis IV

In der Gegenrichtung steigen die Horizontalspannungen auf einen Maximalwert an und fallen danach auf den Wert der Primärspannungen ab. Mit zunehmendem Abstand zur Ortsbrust vergrößert sich der Maximalwert der Horizontalspannungen (vgl. Abb. 6-8, Schnitt I-I und II-II). Dagegen reduzieren sich die Vertikalspannungen mit zunehmendem Abstand zur Ortsbrust (vgl. Abb. 6-7, Schnitt I-I und II-II). Dabei zeigt sich, dass die Veränderung der Vertikalspannungen im Gebirge ab dem Bereich des Schildschwanzes nur noch geringfügig ist. Durch diese Betrachtung lässt sich feststellen, dass sich die Spannungen im Gebirge von der Firste und der Sohle in den Bereich der Ulmen umlagern.

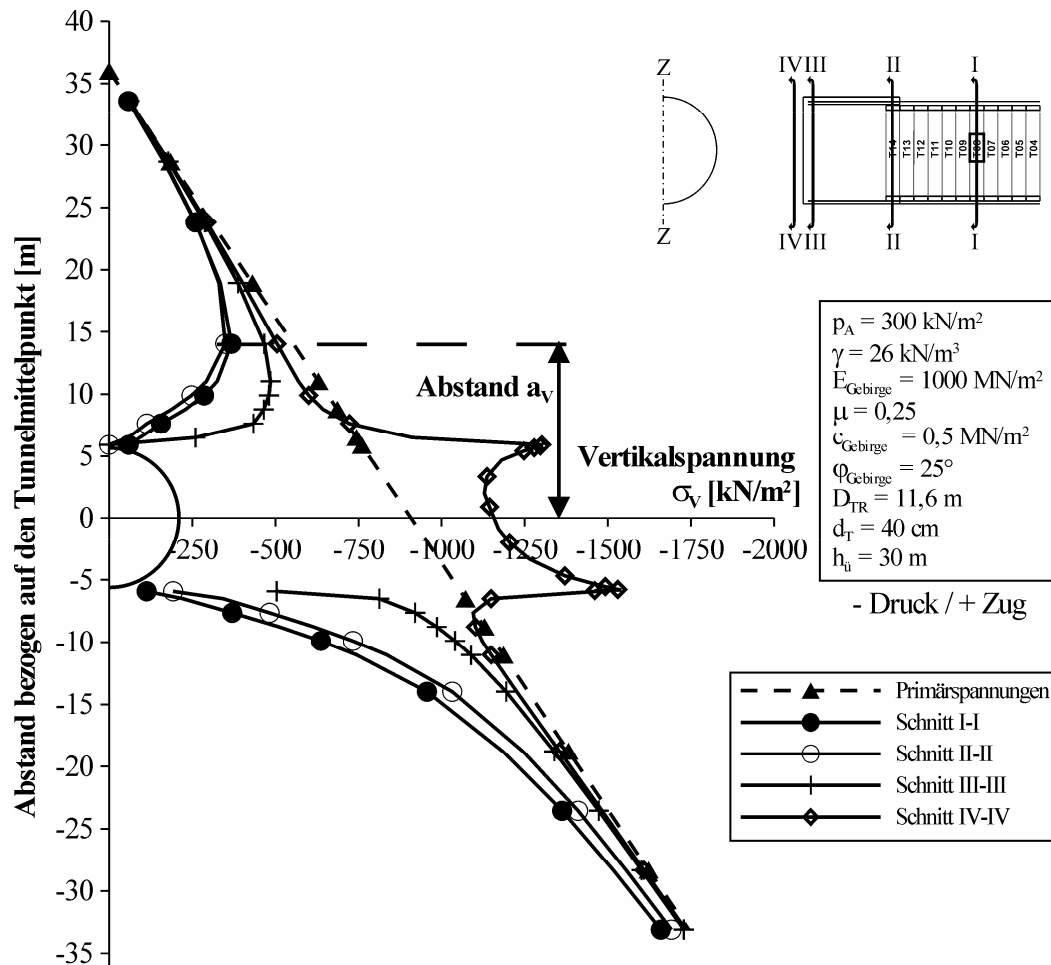


Abb. 6-7: Vertikalspannungen im Bereich der Schnitte I bis IV bezogen auf die Tunnelachse Z-Z

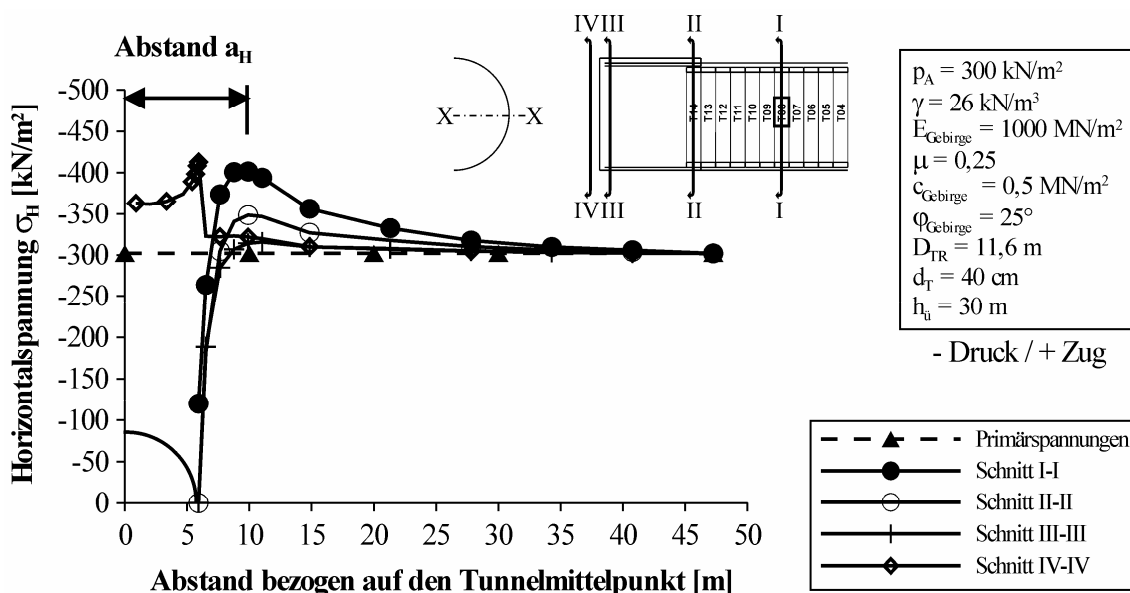


Abb. 6-8: Horizontalspannungen im Bereich der Schnitte I bis IV bezogen auf die Tunnelachse X-X

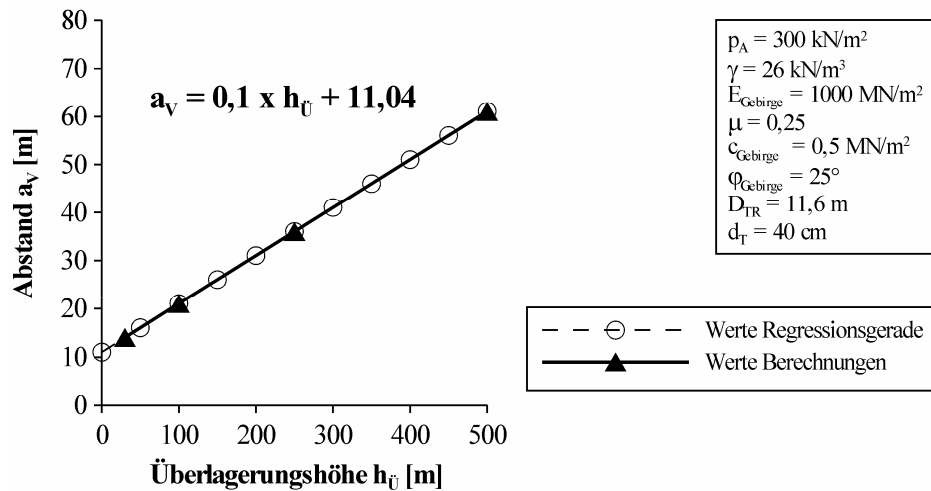


Abb. 6-9: Abhängigkeit des Abstandes a_v von der Überlagerungshöhe im Bereich der Schnitte I-I bis III-III

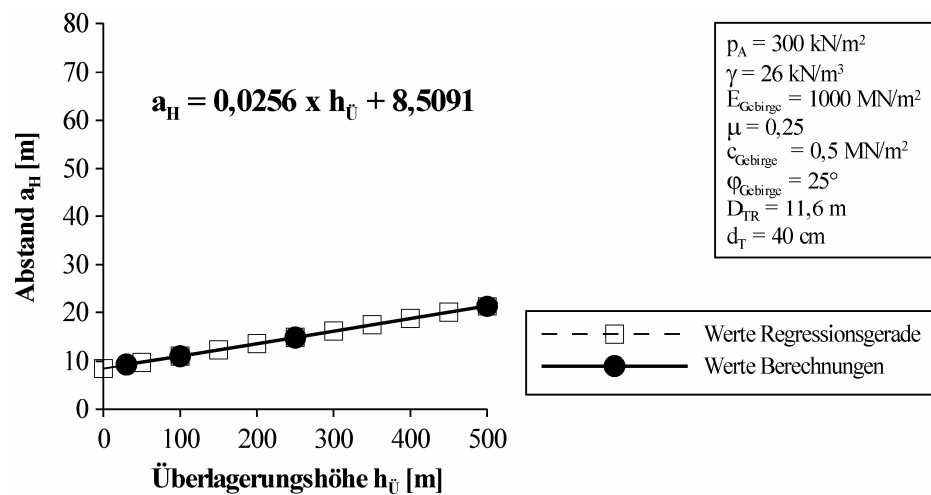


Abb. 6-10: Abhängigkeit des Abstandes a_H von der Überlagerungshöhe im Bereich der Schnitte I-I und II-II

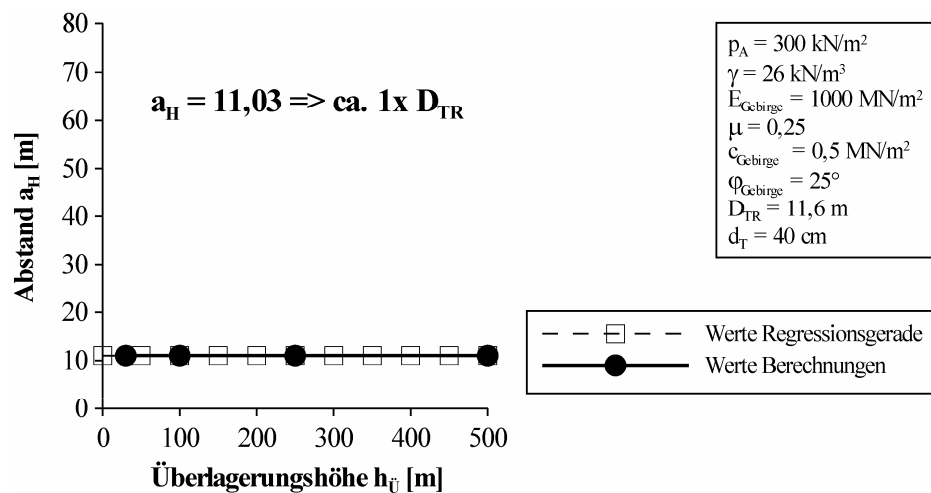


Abb. 6-11: Abhängigkeit des Abstandes a_H von der Überlagerungshöhe im Bereich des Schnittes III-III

In Abb. 6-3, Abb. 6-4 und Abb. 6-7 ist der Abstand a_v dargestellt, der den Wendepunkt der Vertikalspannungen im Bereich der Firste definiert. Ebenso ist in Abb. 6-5, Abb. 6-7 und Abb. 6-8 der Abstand a_H eingezeichnet, der den Maximalwert der Horizontalspannungen im Gebirge kennzeichnet. Für die Schnitte I-I bis III-III ergibt sich eine lineare Abhängigkeit des Abstandes a_v von der Überlagerungshöhe h_U (vgl. Abb. 6-9). Dies bedeutet, dass sich der Wendepunkt mit zunehmender Überlagerungshöhe vom Tunnelquerschnitt ins Gebirge verschiebt. Ebenso zeigt sich für den Abstand a_H eine lineare Abhängigkeit in Bezug auf die Überlagerungshöhe h_U (vgl. Abb. 6-10). Dabei ist zu erkennen, dass sich die Bereiche, in denen sich die Horizontalspannungen vergrößern, ins Gebirge verlagern. Für den Abstand a_H ist der Abstand zur Ortsbrust im Gegensatz zum Abstand a_v von Bedeutung. Im Bereich der Ortsbrust bzw. Schnitt III-III ist der Abstand a_H unabhängig von der Überlagerungshöhe h_U . Dieser beträgt in diesem Fall ca. einen einfachen Tunneldurchmesser (vgl. Abb. 6-11).

In Abb. 6-12 sind die Spannungstrajektorien im Bereich des Tübbingrings T08 in Abhängigkeit von der Überlagerungshöhe dargestellt. Der Tragring um den Tunnelquerschnitt bildet sich mit zunehmender Überlagerungshöhe stärker aus und wächst in das Gebirge hinein. Dabei ist ersichtlich, dass qualitativ der Bereich in den Ulmen stärker wächst als die Bereiche in der Firste und in der Sohle. Die Spannungstrajektorien zeigen, wie die zuvor beschriebenen Spannungsverteilungen, dass sich die Spannungsspitzen ins Gebirge umlagern. Diese Aussagen decken sich mit dem von SZECHY [1969] definierten „echten Gebirgsdruck“. Danach handelt es sich beim echten Gebirgsdruck um einen Entlastungsvorgang des Gebirges zur Verteilung der durch den Tunnelausbau erzeugten Spannungsspitzen in weitere Bereiche des Gebirges. Der Abbau der Spannungsspitzen darf als Selbsthilfe des Gebirges betrachtet werden, in dem weitere Bereiche des Gebirges zum Mittragen herangezogen werden (vgl. Kap. 4).

Ersichtlich wird bei dieser Betrachtung, dass das Gebirge das eigentliche Tragwerk des Tunnels bildet. Dies ist besonders für die Dimensionierung für Tunnelbauwerke in größerer Tiefenlage (Überlagerungshöhe $h_U \geq 30$ m) entscheidend. Damit das Gebirge seine Funktion als eigentliches Tragwerk erfüllen kann, ist es wichtig, dass sich das Gebirge verformen bzw. entspannen kann. Dadurch können sich die Spannungsspitzen ins Gebirge umlagern.

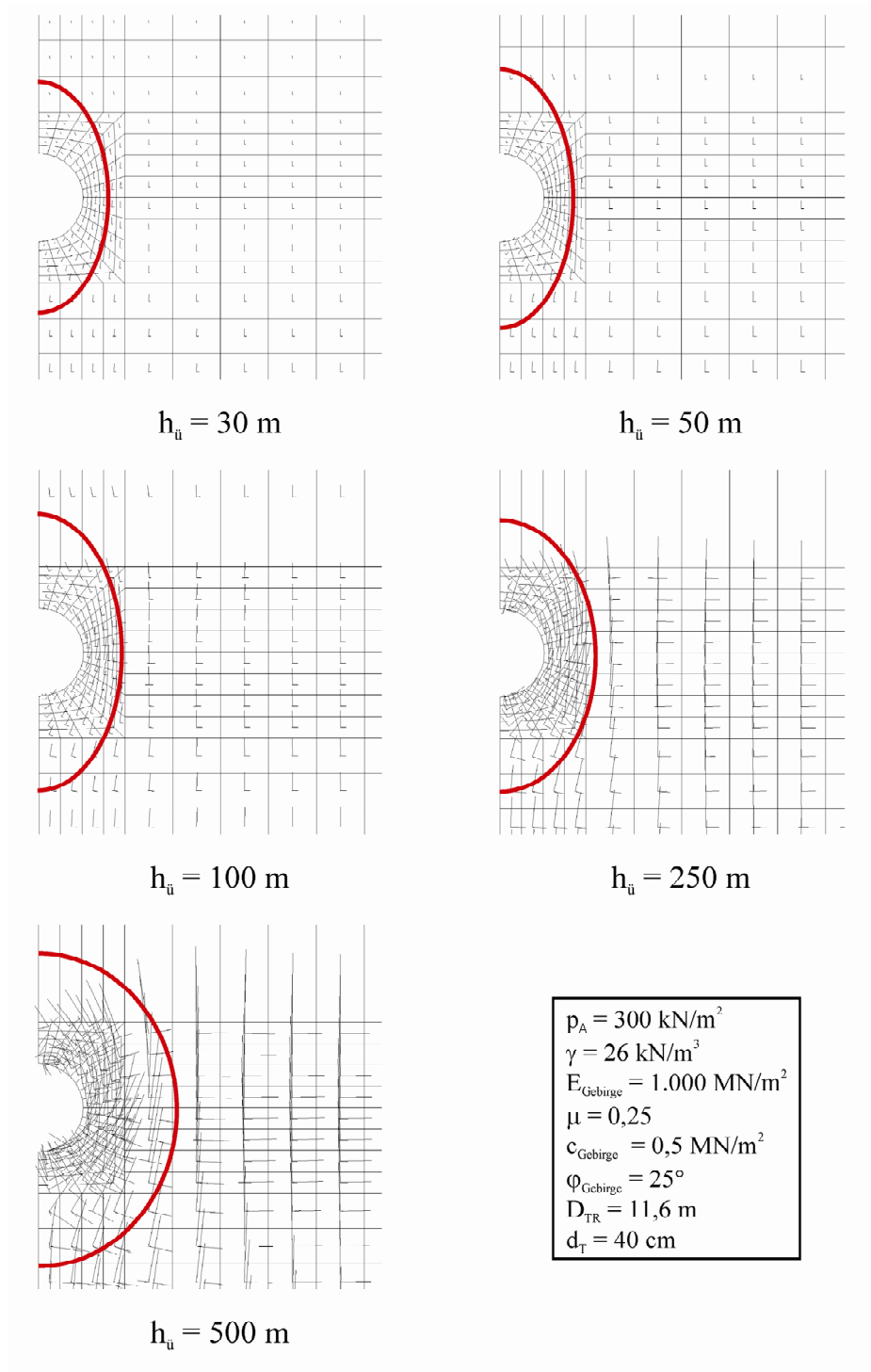


Abb. 6-12: Ausbildung der Spannungstrajektorien in Abhängigkeit von der Überlagerungshöhe im Bereich des Tübbingrings T08

Um dies bei einem Vortrieb mit einer TBM-S zu erreichen, ist es erforderlich, dass ein Überschnitt erzeugt wird. Im durch den Überschnitt erzeugten ungestützten Bereich kann sich das Gebirge verformen und eine Spannungsumlagerung kann im Gebirge stattfinden. Dieses Phänomen der Spannungsumlagerung ist bekanntermaßen auch die Grundlage beim konventionellen Tunnelvortrieb bzw. wird dies beim Kennlinienverfah-

ren vorausgesetzt. Dabei werden die Vorverformungen aus dem Gebirgsausbruch und die nachgiebige Spritzbetonsicherung berücksichtigt. Bei dem Vortrieb mit der TBM-S ist der Bereich des Überschnitts durch die Geometrie der TBM-S begrenzt und der relativ starre Tübbingausbau liefert nur geringe Verformungen bzw. können Verformungen durch eine spätere Ringspaltverfüllung möglich sein. Hat das Gebirge eine geringe Steifig- und Festigkeit, so können die dadurch bedingten elastischen und plastischen Verformungen im Bereich des Überschnitts so groß werden, dass sich der Schild verklemmt und das Gebirge auf dem Schild aufliegt. In welchen Fällen dies so ist, wird in den Abbildungen in Kap. 5.6 deutlich. Verklemmt sich der Schild, so kann durch die Ergebnisse der Sensitivitätsstudie Variation Länge des durch den Überschnitt erzeugten ungestützten Bereichs geschlussfolgert werden, dass die Gebirgsspannungen, die als Belastung auf die Tübbingsicherung wirken, größer werden, je kürzer die Länge dieses ungestützten Bereichs ist (vgl. Kap. 5.6.1.6). Betrachtet man die Spannungsspitzen, die im Bereich der Ortsbrust auftreten, mit den Spannungen im Bereich des Tübbingrings T08 (vgl. Abb. 6-13), so ist zu erkennen, dass die Spannungsspitzen im Bereich der Ortsbrust geringer und die Spannungen im Bereich des Tübbingrings T08 größer werden, je kürzer die Länge des ungestützten Bereichs ist.

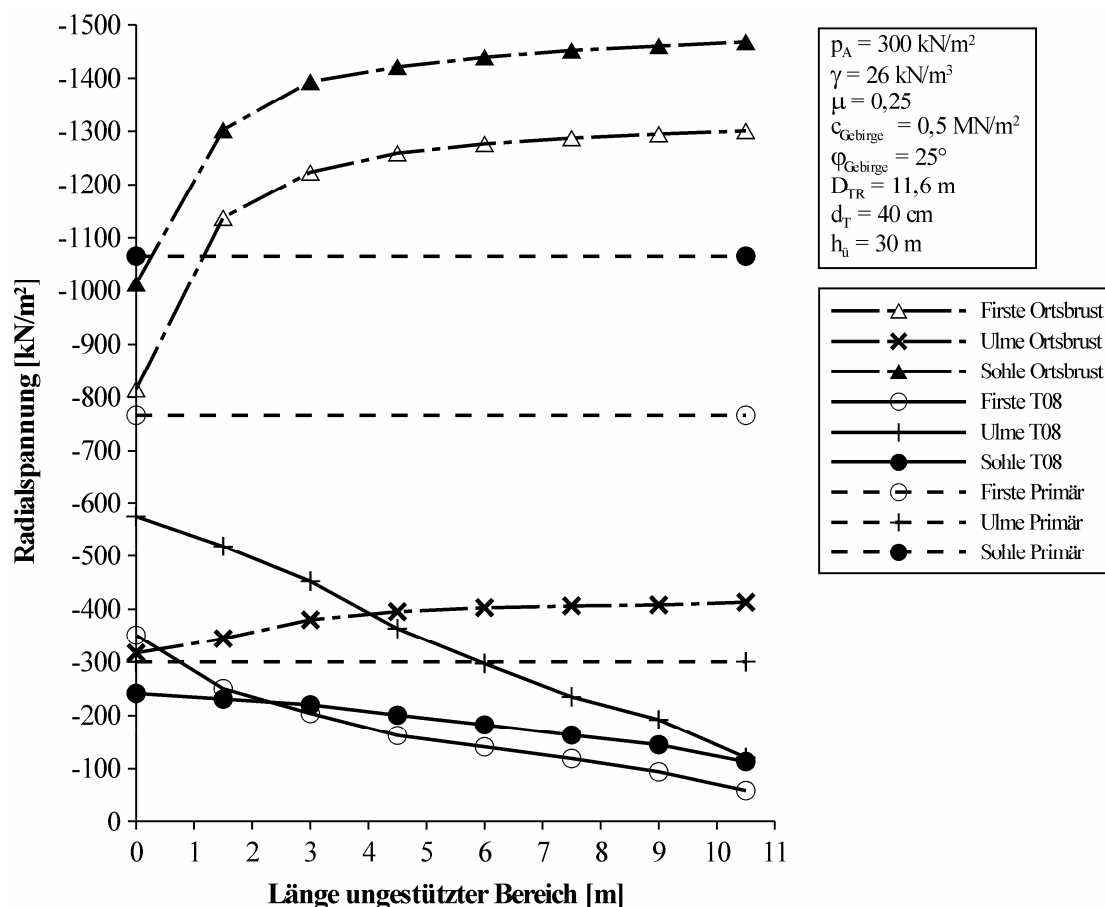


Abb. 6-13: Einfluss Länge des durch den Überschnitt erzeugten ungestützten Bereichs auf die Größe der Radialspannungen im Bereich der Ortsbrust und Tübbingring T08

Bei der Variation Verfüllung Ringspalt wird deutlich, dass ab einer bestimmten Länge des ungestützten Bereichs der Einfluss auf die Gebirgsspannungen im Bereich des Tübbingrings T08 abnimmt (vgl. Abb. 5-76). Daraus lässt sich schlussfolgern, dass z. B. eine baubetrieblich bedingte spätere Ringspaltverfüllung nur von untergeordneter Rolle für die Gebirgsspannungsumlagerung ist.

Aus den Parameterstudien, die in Kap. 5 auszugsweise dokumentiert sind, geht hervor, dass sich die größten Einflüsse bei den maximalen Firstverschiebungen im Bereich des Überschnitts durch die Überlagerungshöhe h_U , die Wichte des Gebirges γ (vgl. Abb. 5-24), dem E-Modul des Gebirge E_{Gebirge} (vgl. Abb. 5-21) und die Scherfestigkeiten des Gebirges φ_{Gebirge} und c_{Gebirge} (vgl. Abb. 5-26 bis Abb. 5-31, Abb. 5-86 und Abb. 5-87) sowie die Scherfestigkeiten der Trennflächenschar $\varphi_{\text{Trennfläche}}$ und $c_{\text{Trennfläche}}$ (vgl. Abb. 5-86 und Abb. 5-87) resultieren.

Für die Radialspannungen im Ausbruchsquerschnitt im Bereich des Tübbingrings T08, die maßgebend für die Bemessung der Tübbingsicherung sind, ergeben sich die größten Einflüsse durch die Überlagerungshöhe h_U , die Wichte des Gebirges γ (vgl. Abb. 5-38, Abb. 5-50 und Abb. 5-62), dem E-Modul des Gebirge E_{Gebirge} (vgl. Abb. 5-35, Abb. 5-47 und Abb. 5-59), die Scherfestigkeiten des Gebirges φ_{Gebirge} und c_{Gebirge} (vgl. Abb. 5-41 bis Abb. 5-46, Abb. 5-53 bis Abb. 5-58, Abb. 5-65 bis Abb. 5-70, Abb. 5-97, Abb. 5-98, Abb. 5-103, Abb. 5-104, Abb. 5-109 und Abb. 5-110) und die Scherfestigkeiten der Trennflächenschar $\varphi_{\text{Trennfläche}}$ und $c_{\text{Trennfläche}}$ (vgl. Abb. 5-97, Abb. 5-98, Abb. 5-103, Abb. 5-104, Abb. 5-109 und Abb. 5-110).

Im Bereich der Ulme werden die Radialspannungen zusätzlich durch den Durchmesser des Tübbingrings D_{TR} (vgl. Abb. 5-51) und die Querdehnzahl des Gebirges μ (vgl. Abb. 5-49) beeinflusst. Dies resultiert, wie oben ausgeführt, aus der Umlagerung der Spannungen im Gebirge von der Firste und der Sohle in die Ulmenbereiche. Der Einfluss aus dem Durchmesser des Tübbingrings D_{TR} ist dabei nur bis zu einem Durchmesser von 11,6 m bemerkbar (vgl. Abb. 5-51).

Für die Verschiebungen in der Firste ist zu unterscheiden zwischen dem elastischen und dem plastischen Verformungsanteil. In den Abb. 6-14 bis Abb. 6-16 ist die Ausbildung der plastischen Zonen in Abhängigkeit von der Überlagerungshöhe und zur Anschauung für drei verschiedene Werte für die Kohäsion des Gebirges dargestellt. In den Darstellungen wird ersichtlich, dass sich für eine geringe Überlagerungshöhe hauptsächlich elastische Verformungen im Gebirge ergeben. Mit zunehmender Überlagerungshöhe nimmt der Anteil der plastischen Verformungen zu. Deutlich wird auch bei der Betrachtung der plastischen Zonen, dass, wie zu erwarten war, die plastischen Verformungen mit Reduktion der Gebirgsfestigkeiten zunehmen.

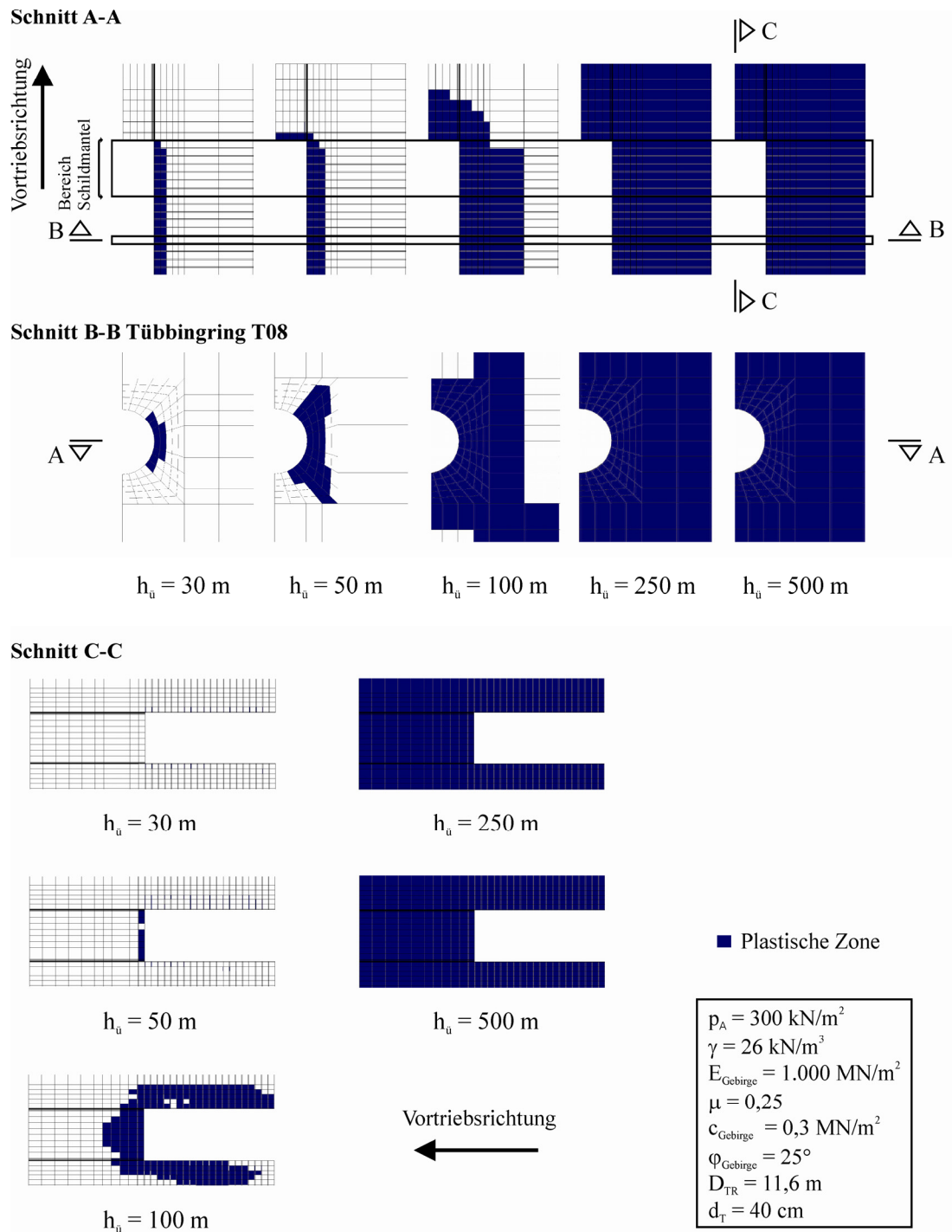


Abb. 6-14: Ausbildung der plastischen Zonen bei einer Kohäsion des Gebirges von $c_{\text{Gebirge}} = 0,3 \text{ MN/m}^2$

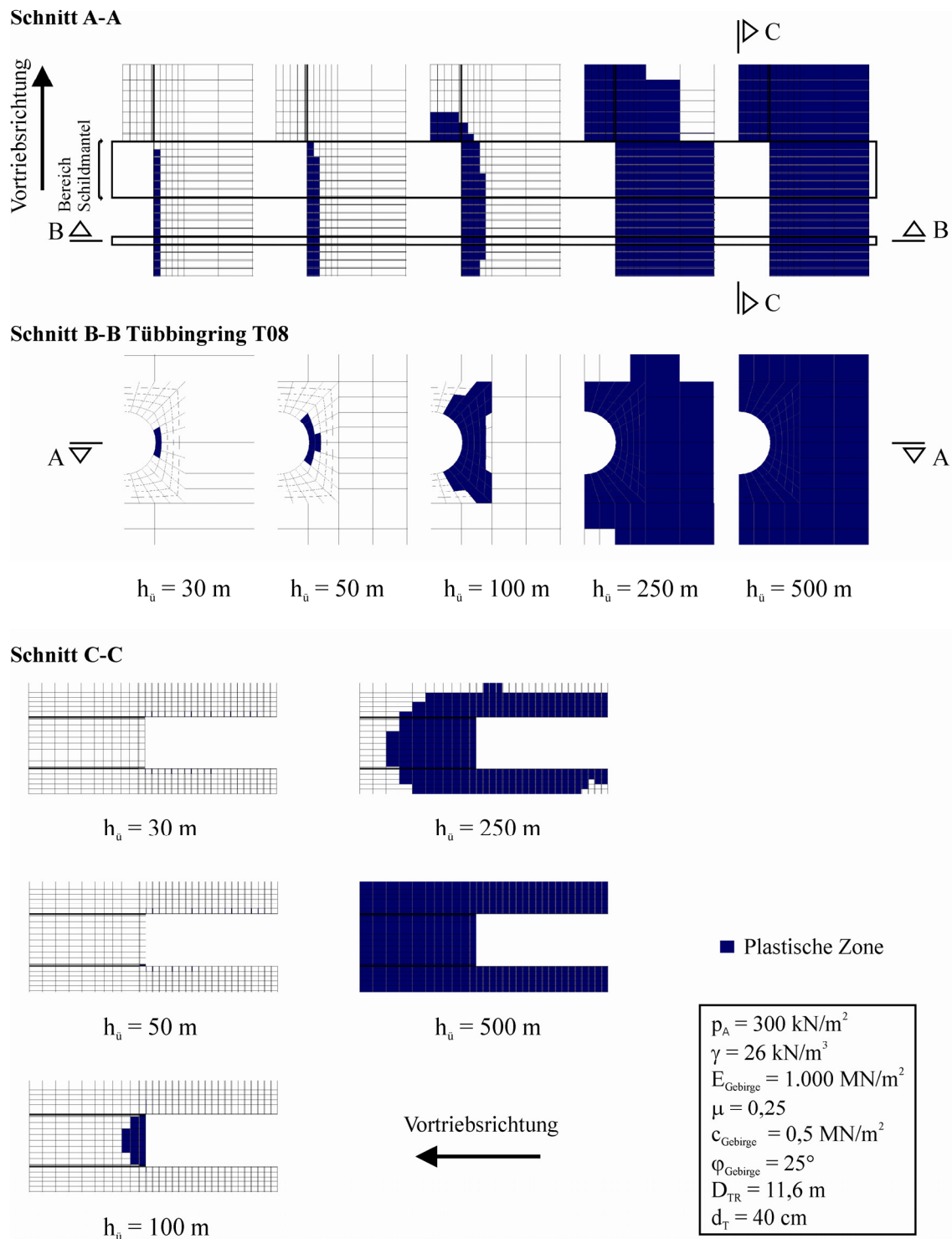


Abb. 6-15: Ausbildung der plastischen Zonen bei einer Kohäsion des Gebirges von $c_{\text{Gebirge}} = 0,5 \text{ MN/m}^2$

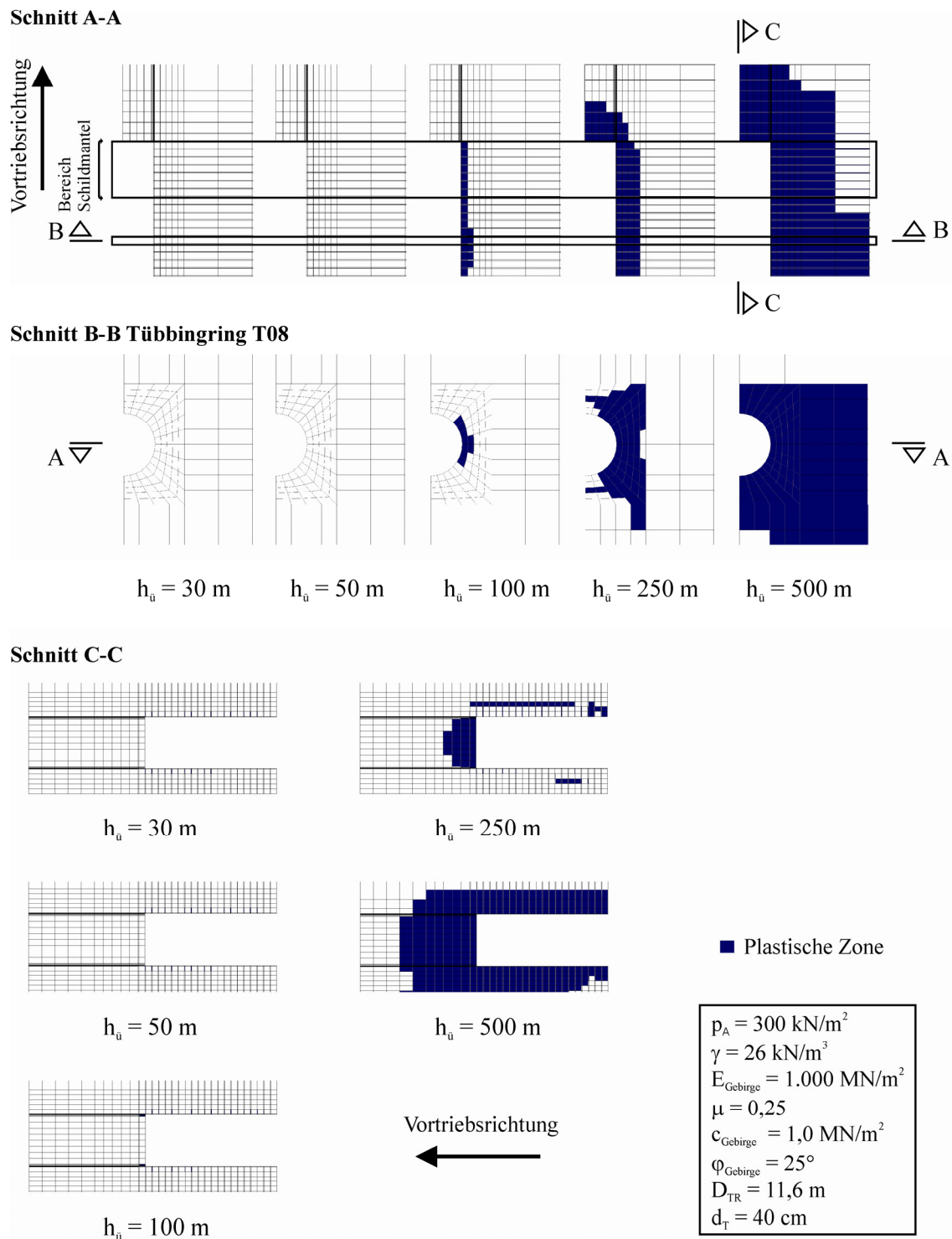


Abb. 6-16: Ausbildung der plastischen Zonen bei einer Kohäsion des Gebirges von $c_{\text{Gebirge}} = 1,0 \text{ MN/m}^2$

Bei den Variationen des E-Moduls zeigt sich, dass dies keinerlei Einfluss auf die Ausbildung der plastischen Zonen hat. Dies ist auf das verwendete Stoffgesetz zurückzuführen, bei dem ein linearelastisches-idealplastisches Spannungsdehnungsverhalten berücksichtigt wird. Anschaulich wird dieser Zusammenhang auch in den Abb. 5-26 bis Abb. 5-31. Bei hohen Festigkeiten ergibt sich annähernd ein linearer Zusammenhang zwischen E-Modul und Überlagerungshöhe, während sich bei geringen Festigkeiten nichtlineare funktionale Zusammenhänge abzeichnen. Der lineare Zusammenhang ergibt sich dadurch, dass sich das simulierte Gebirge weitgehend elastisch verhält. Die nichtlinearen funktionalen Zusammenhänge resultieren aus dem mit der Überlagerungshöhe zunehmenden plastischen Verformungsanteil. Dieser Zusammenhang ist ebenso auf die Betrachtung der Radialspannungen im Bereich des Tübbingrings T08 übertragbar.

In den Studien zeigen die Berechnungen unter Berücksichtigung von anisotropen Materialeigenschaften des Gebirges die Bedeutung der Trennflächenorientierung. Diese hat maßgebenden Einfluss auf die Größe der Firstverschiebung im Überschnittsbereich und die Gebirgsspannungen für die Bemessung der Tübbingsicherung. Dabei treten zwei Grenzfälle auf. Für bestimmte Trennflächenorientierungen ergeben sich örtlich begrenzte minimale Verschiebungen und Radialspannungen, die in ihrer Größe denen der Berechnungen bei Berücksichtigung von isotropen Materialeigenschaften des Gebirges entsprechen. Für die maximale Firstverschiebung im Überschnitt ist dies der Fall für $\alpha_F = 0^\circ / \beta = 75^\circ$ (vgl. Abb. 5-78 bis Abb. 5-82). Bei den Gebirgsspannungen ergibt sich das Minimum für die Firste und die Ulmen bei $\alpha_F = 0^\circ / \beta = 75^\circ$ (vgl. Abb. 5-88 bis Abb. 5-92). In der Sohle tritt das Minimum in den zwei Fällen $\alpha_F = 165^\circ / \beta = 60^\circ$ und $\alpha_F = 195^\circ / \beta = 60^\circ$ auf (vgl. Abb. 5-88, Abb. 5-89, Abb. 5-91 und Abb. 5-92).

Für bestimmte andere Trennflächenorientierungen wurden örtlich begrenzte maximale Verschiebungen und Radialspannungen berechnet, welche dann eine starke Abhängigkeit von den Scherfestigkeiten $\varphi_{\text{Trennfläche}}$ und $c_{\text{Trennfläche}}$ aufweisen. Das Maximum für die maximale Firstverschiebung zeigt sich für die Fälle $\alpha_F = 75^\circ / \beta = 60^\circ$ und $\alpha_F = 285^\circ / \beta = 60^\circ$ (vgl. Abb. 5-80 bis Abb. 5-82). Die maximalen Radialspannungen in der Firste und in der Sohle wurden für $\alpha_F = 75^\circ / \beta = 60^\circ$ bzw. $\alpha_F = 285^\circ / \beta = 60^\circ$ berechnet (vgl. Abb. 5-88, Abb. 5-89, Abb. 5-91 und Abb. 5-92). Für $\alpha_F = 255^\circ / \beta = 90^\circ$ bzw. $\alpha_F = 105^\circ / \beta = 90^\circ$ ergeben sich die maximalen Radialspannungen in den Ulmen (vgl. Abb. 5-88, Abb. 5-90, Abb. 5-91 und Abb. 5-92).

Bei der Betrachtung der Verteilung der Vertikal- und Horizontalspannungen im Bereich der Schnitte I-I bis IV-IV (vgl. Abb. 6-17 und Abb. 6-18) für den Fall $\alpha_F = 75^\circ / \beta = 60^\circ$ wird der Einfluss der Trennflächenschar sehr deutlich. Bei dieser Trennflächenorientie-

rung ergeben sich die maximalen Radialspannungen in der Firste und in der Sohle. Wie bei den Berechnungen ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar (vgl. Abb. 6-7 und Abb. 6-8) lässt sich ein vergleichbares Verhalten beschreiben. Allerdings ist in der Abb. 6-17 die deutlich größere Spannungsspitze der Vertikalspannungen im Schnitt IV-IV in der Firste zu erkennen. Dabei ist diese Spannungsspitze in der Firste größer als die Spannungsspitze in der Sohle. Noch deutlicher wird der Einfluss der Trennflächenschar in der asymmetrischen Verteilung der Horizontalspannungen in den Ulmen (vgl. Abb. 6-18). Ebenso ist, wie zuvor beschrieben, die Umlagerung der Gebirgsspannungen von der Firste und der Sohle ins Gebirge in den Ulmenbereichen zu erkennen.

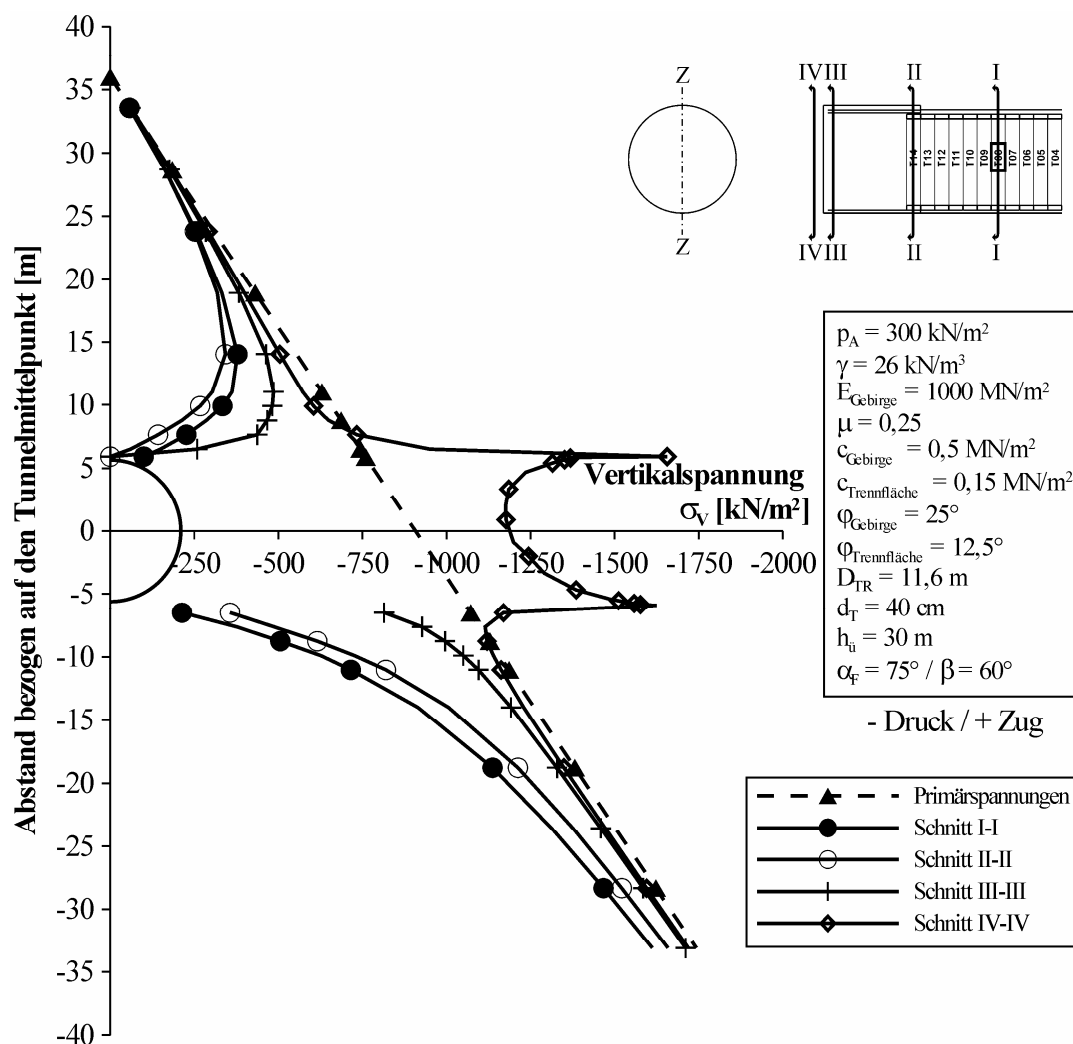


Abb. 6-17: Vertikalspannungen im Bereich der Schnitte I bis IV bezogen auf die Tunnelachse Z-Z bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar

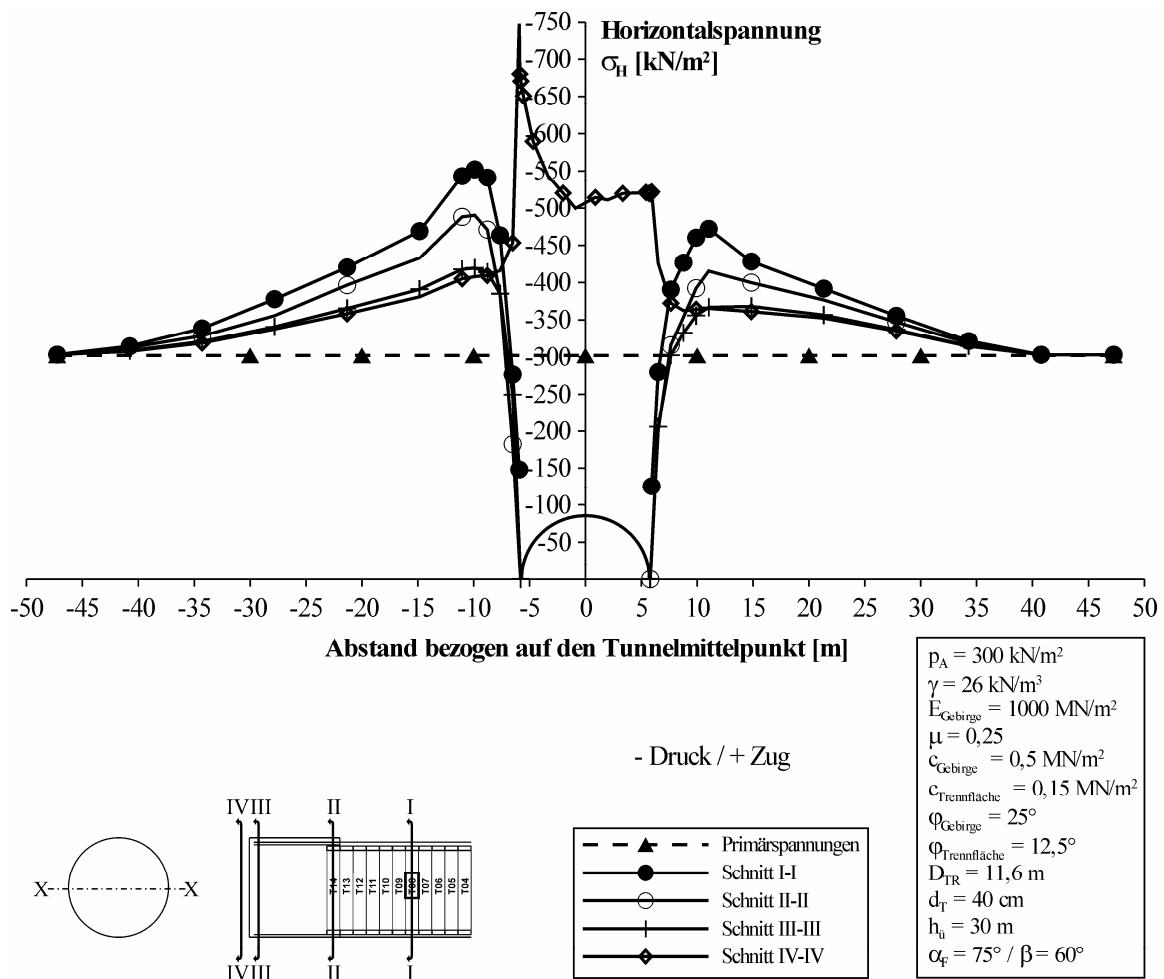


Abb. 6-18: Horizontalspannungen im Bereich der Schnitte I bis IV bezogen auf die Tunnelachse X-X bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar

In Abb. 6-19 ist die Ausbildung des Traggewölbes im Bereich des Tübbingrings T08 anhand von Spannungstrajektorien veranschaulicht. Dabei sind drei Fälle gegenübergestellt. Beim Vergleich der Berechnung ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar mit dem Fall $\alpha_F = 0^\circ / \beta = 75^\circ$, für den sich die minimalen Radialspannungen in der Firsten und in den Ulmen ergeben, ist die Orientierung der Spannungskreuze annähernd identisch. Für den Fall $\alpha_F = 75^\circ / \beta = 60^\circ$, in dem das Maximum für die Radialspannungen in der Firste und in der Sohle berechnet wurde, ist die asymmetrische Ausrichtung der Spannungskreuze sichtbar, was eine dementsprechende asymmetrische Belastung der Tübbingsicherung zur Folge hat.

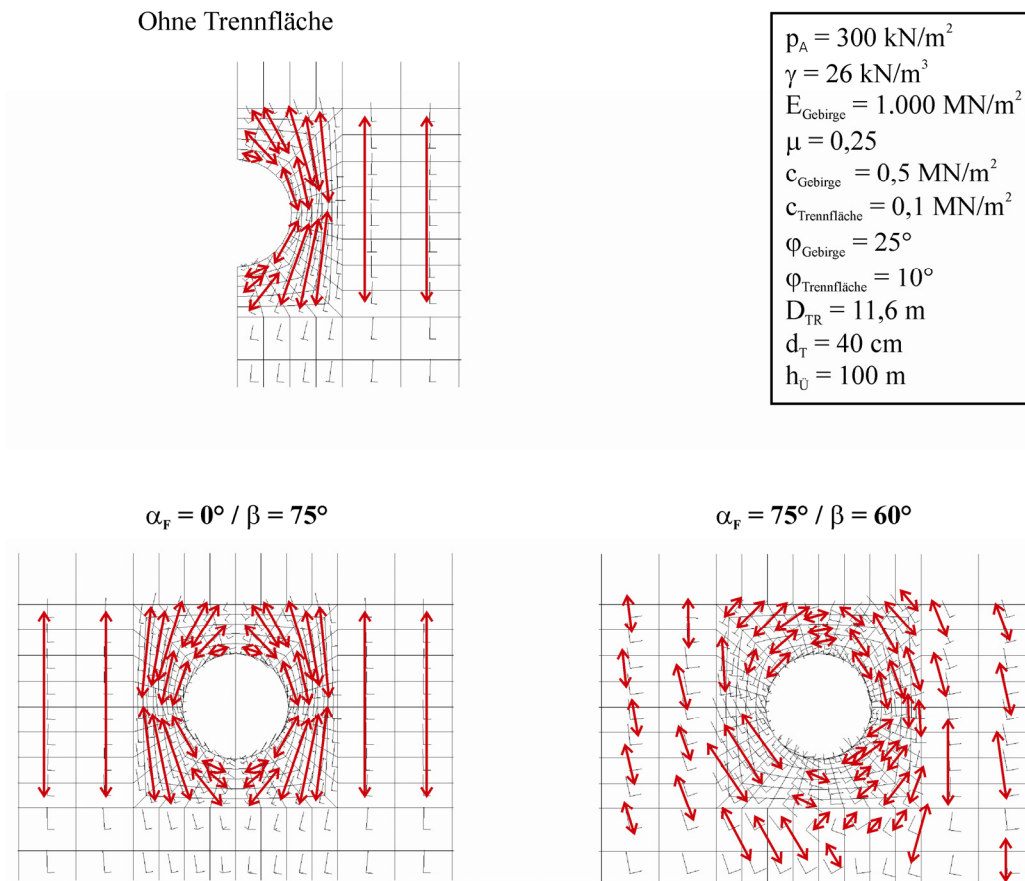


Abb. 6-19: Vergleich Ausbildung der Spannungstrajektorien ohne und mit Berücksichtigung einer Trennflächenschar im Bereich des Tübbingrings T08

In den Berechnungen zeigt sich, dass neben dem Einfluss aus der Trennflächenorientierung auch die Größe der Festigkeitswerte der Trennflächenschar einen großen Einfluss auf die maximale Verschiebung in der Firste im Bereich des Schildmantels (vgl. Abb. 5-83 bis Abb. 5-87) und die Radialspannungen im Bereich des Tübbingrings T08 (vgl. Abb. 5-93 bis Abb. 5-110) haben. Bei geringen Festigkeiten der Trennflächenschar ergeben sich plastische Zonen, welche die Überschreitung der Festigkeiten auf den Trennflächen anzeigen, für das gesamte Berechnungsmodell (vgl. Abb. 6-20). Die Bereiche für die ein plastischer Zustand durch Überschreiten der Gebirgsfestigkeiten eintritt, betreffen bei geringen Überlagerungshöhen nur den Ausbruchsbereich des Tunnels. Bei zunehmender Überlagerungshöhe vergrößern sich diese plastischen Zonen aufgrund der Spannungszunahme und der Vergrößerung der Bereiche, in denen sich die Spannungen im Gebirge umlagern. Die Ausbildung der plastischen Bereiche für die Trennflächenorientierung $\alpha_F = 0^\circ / \beta = 75^\circ$, in dem ein Bruchzustand durch Überschreitung der Gebirgsfestigkeiten erreicht wird, ähneln dabei den Berechnungen ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar (vgl. Abb. 6-21). In der Abb. 6-21 ist für den Fall $\alpha_F = 75^\circ / \beta = 60^\circ$ wieder wie bei den Spannungstrajektorien der Einfluss der Trennflächenorientierung deutlich erkennbar.

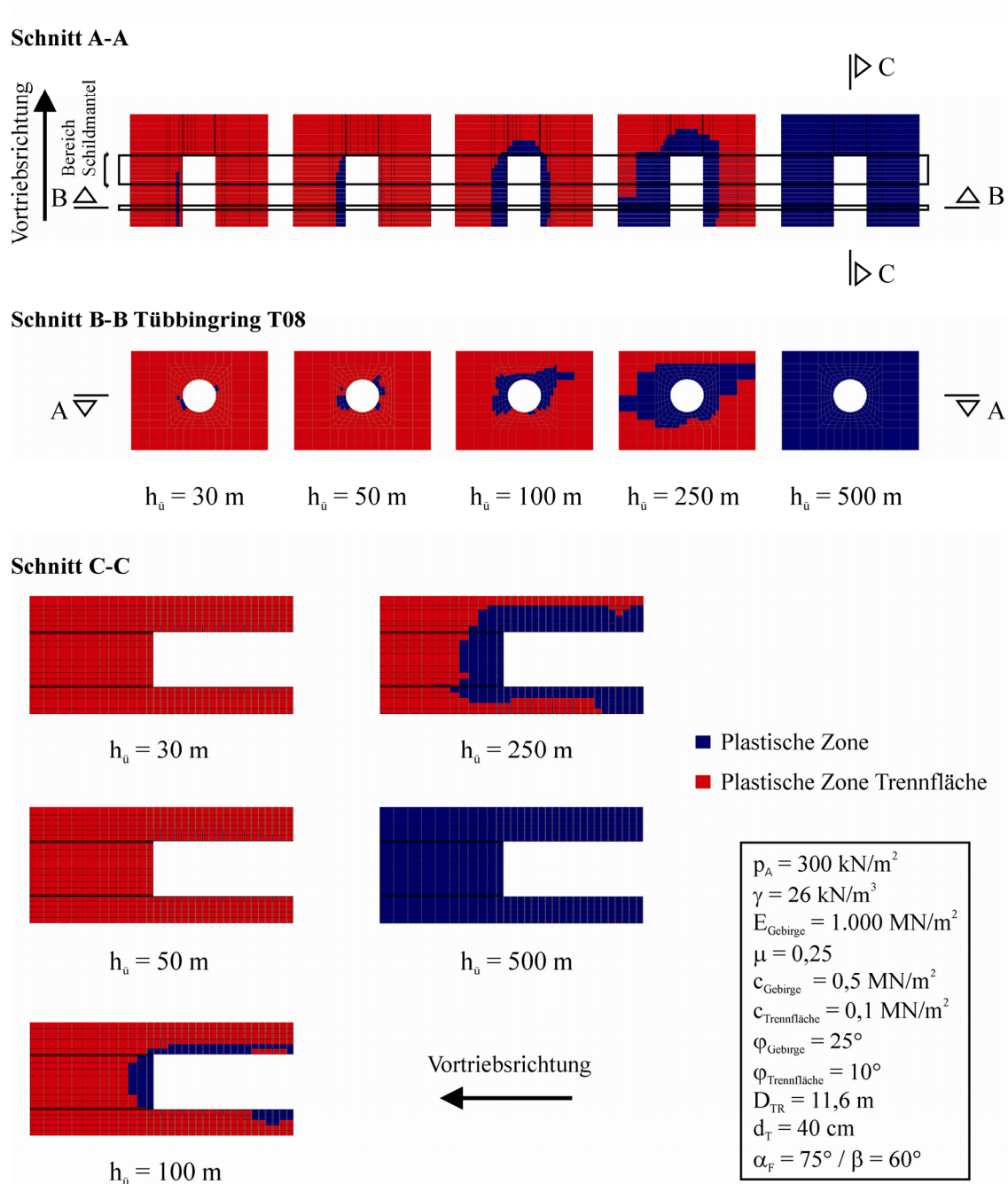


Abb. 6-20: Ausbildung der plastischen Zonen bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar

Die Variation des Anpressdrucks p_A (vgl. Abb. 5-22, Abb. 5-36, Abb. 5-48 und Abb. 5-60) ergibt für die untersuchten Größen maximale Firstverschiebung im Überschnittsbereich und Radialspannungen im Bereich des Tübbingrings T08 keinen bemerkbaren Einfluss. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Anpressdruck lokal nur im Bereich der Ortsbrust in Vortriebsrichtung wirkt und sich dementsprechend kein Einfluss in den betrachteten Bereichen zeigt.

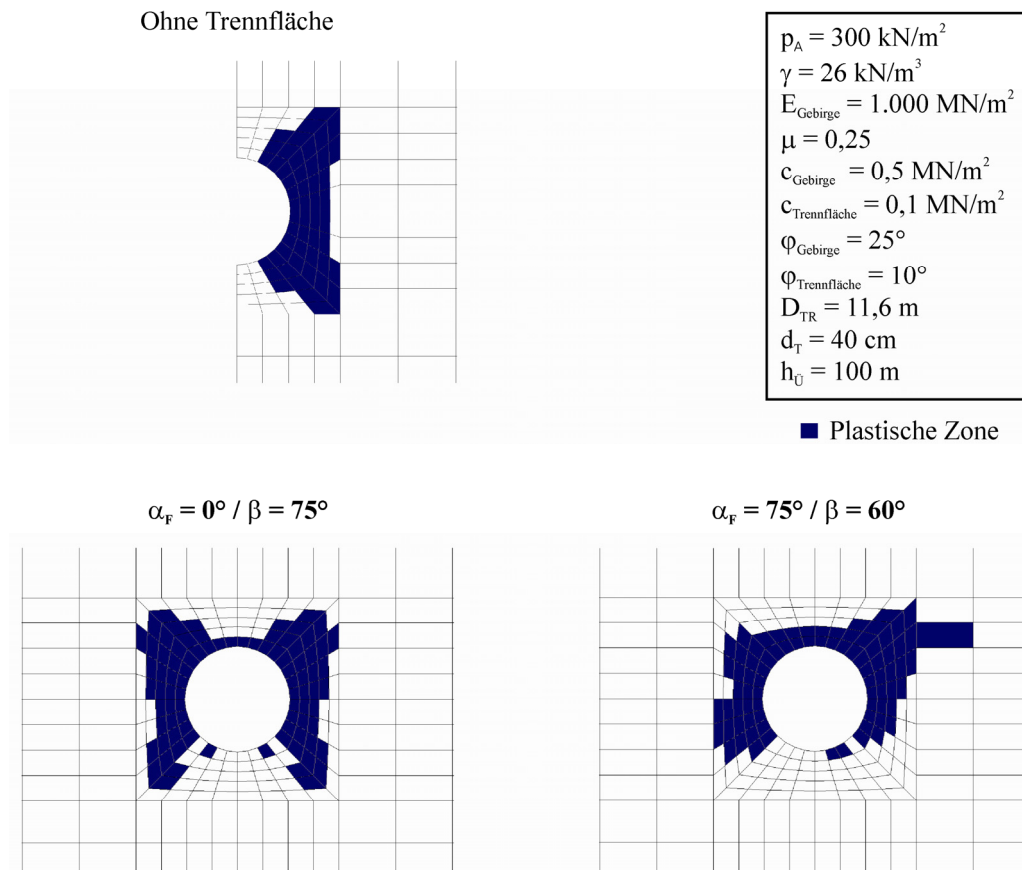


Abb. 6-21: Vergleich Ausbildung der plastischen Zonen ohne und mit Berücksichtigung einer Trennflächenschar im Bereich des Tübbingrings T08

Für die Bemessung der Tübbingsicherung sind die Steifigkeit des Tübbings bzw. der Betonquerschnitt sowie die einwirkenden Gebirgsspannungen maßgebend. Daher erfolgte auch eine Variation der Tübbingdicke d_T (vgl. Abb. 5-40, Abb. 5-52 und Abb. 5-64). Für die Bemessung des Tübbings ist die Interaktion mit dem Gebirge von großer Bedeutung. Je kleiner der Tübbingquerschnitt ist, desto stärker kann sich das Gebirge verformen und desto stärker können sich die Spannungen im Gebirge umlagern. Dies führt dazu, dass sich die Radialspannungen, die auf den Tübbingquerschnitt wirken, reduzieren. Als Grenze für diesen Vorgang kommt die Betonfestigkeit zum tragen, die den Betonquerschnitt beschränkt. Reicht der Betonquerschnitt nicht aus, so muss dieser vergrößert werden, was zur Folge hat, dass der größere und damit steifere Betonquerschnitt sich nur geringer verformen kann und so größere Lasten und Spannungen anzieht. Dies zeigt sich auch in den Berechnungen (vgl. Abb. 5-40, Abb. 5-52 und Abb. 5-64), bei denen sich für stärkere Tübbingdicken größere Radialspannungen ergeben. Für die Radialspannungen in der Ulme ergibt sich im Gegensatz zur Firste und zur Sohle bei einer Tübbingdicke von $d_T = 30 \text{ cm}$ keine gravierende Beeinflussung mehr, da hier keine nennenswerten Verformungen mit zunehmendem steiferen Betonquerschnitt in der Ulme auftreten.

Die Frage, bis zu welcher Überlagerungshöhe ein Vortrieb mit einer TBM-S mit Tübbingausbau möglich ist, lässt sich nicht pauschal beantworten. Dies hängt extrem von der Steifigkeit und den Scherfestigkeiten des Gebirges bzw. der Trennflächen ab. Deutlich wird, dass sich ein maschineller Vortrieb mit einer Schildmaschine im Lockergestein nicht mit einem Vortrieb einer TBM-S im Festgestein vergleichen lässt, bzw. die Lastansätze für das Gebirge für die Bemessung der Tübbingsicherung nicht übertragbar sind. Eine Vorentspannung, wie sie bei einem Vortrieb mit einer TBM-S durch den planmäßigen Überschnitt realisiert wird, kann bei einem maschinellen Vortrieb mit einer Schildmaschine im Lockergestein in der Regel aufgrund des „weichen“ Untergrundes nicht wirtschaftlich realisiert werden. Daher kann eine Umlagerung der Spannungen im Gebirge, die beim Vortrieb mit einer TBM-S stattfindet, nicht erfolgen. Diese Umlagerung der Spannungen und die damit verbundenen Verformungen sind in der Regel bei geringen Überlagerungen $h_0 < 30$ m nicht erwünscht, um zu große Setzungen an der Geländeoberkante zu vermeiden. Ebenso ist eine Übertragbarkeit der Ergebnisse auf konventionelle Vortriebe, wie oben ausgeführt, nur eingeschränkt möglich.

Die durchgeführten Untersuchungen liefern die Grundlagen für die sichere und wirtschaftliche Planung von maschinellen Vortrieben mit Schild und einer Tübbingsicherung im Festgestein. Zum einen ist es möglich zu überprüfen, ob ein planmäßiger wirtschaftlicher Überschnitt hergestellt werden kann, ohne dass die Gefahr besteht, dass sich der Schildmantel verklemmt. Dieses Kriterium ist für die Machbarkeit eines Projektes bei dieser Vortriebsart entscheidend. Zum anderen liegen durch die Untersuchungen Lastansätze vor, durch die die Tübbingsicherung bemessen werden kann. Dabei gewinnt das eigentliche Tragwerk des Tunnelbauwerks, nämlich das Gebirge, eine besondere Bedeutung. Diese Bedeutung wirkt sich dadurch aus, dass die mechanischen Eigenschaften des Gebirges, welche maßgebend durch die Größe der Steifigkeit und der Scherfestigkeiten des Gebirges bestimmt sind, in die Lastansätze eingehen. Ebenso gehen in die Lastansätze die komplexen Zusammenhänge aus dem Bauablauf bzw. aus der räumlichen Geometrie des Vortriebs und dem dadurch beeinflussten Spannungsverformungsverhalten des Gebirges ein. Dieses kann nicht durch einfache zweidimensionale Berechnungen ermittelt werden, sondern erfordert, wie die durchgeführten Berechnungen zeigen, aufwendige dreidimensionale Analysen.

Des Weiteren zeigen die durchgeführten Analysen, dass die anisotropen Eigenschaften des Gebirges das Spannungsverformungsverhalten des Gebirges noch komplexer gestalten. Auch hier können anhand der durchgeführten Berechnungen Ansätze zur Prognose der Verklemmung des Schildmantels und zur Bemessung der Tübbingsicherung abgeleitet und entwickelt werden. In diese Ansätze gehen dabei sowohl die Scherfestigkeiten

als auch die räumliche Orientierung der Trennflächenschar ein. Dabei handelt es sich um Ansätze, die es in dieser Form und Qualität bis jetzt noch nicht gab.

7 Ableitung analytischer Berechnungsansätze zur Bestimmung von Verschiebungen und Spannungen

Im Kapitel 5.6 wurde exemplarisch ein Teil der numerischen Berechnungsergebnisse der umfangreichen Variationsstudien dargestellt. Aufgrund der umfangreichen Datenlage ist es möglich analytische Berechnungsformeln bzw. Formeln zur Prognose von Verschiebungen und Spannungen abzuleiten. Zur Ableitung von analytischen Berechnungsansätzen ist es möglich, die Berechnungsergebnisse durch Regressionsfunktionen anzunähern.

7.1 Erläuterung Regressionsverfahren

Ziel der Ableitung analytischer Berechnungsformeln war es, eine Formel zur Prognose der Verklemmung des Schildes zu entwickeln. Dafür wurde als maßgebendes Kriterium die maximale Verschiebung im Überschnitt im Bereich des Schildmantels u_{Firste} definiert. Ist dieser Wert größer als der Überschnitt, so besteht die Gefahr, dass das Gebirge auf dem Schildmantel aufliegt und sich der Schildmantel verklemmt.

Ebenso war es ein Ziel, Formeln für Gebirgsspannungen abzuleiten, durch die es möglich ist, eine Tübbingsicherung zu bemessen, welche als Sicherungsmittel für maschinelle Tunnelvortriebe mittels einer TBM-S zum Einsatz kommen. Dazu wurden die Ergebnisse der Radialspannungen in der Firste, Ulme und Sohle im Bereich des Tübbingrings T08 berücksichtigt.

Bei der Ableitung der Formeln bzw. bei den insgesamt durchgeführten Berechnungen wurde das in Abb. 7-1 dargestellte Schema abgearbeitet. Im ersten Schritt wurden die Berechnungsergebnisse bzw. die verschiedenen variierten Parameter hinsichtlich des Einflusses bzw. der Auswirkung auf die Berechnungsergebnisse in drei Kategorien eingeteilt (vgl. Tab. 7-1 und Tab. 7-2). Die Parameter der Kategorie 1 und 2 wurden für die weiteren Berechnungen feiner in der Wahl der Parameterwerte unterteilt, um so die Anzahl der Stützstellen für die Regressionsfunktion zu erhöhen. Die dabei verwendeten verschiedenen Werte entsprechen denen in Tab. 5-4, Tab. 5-5 und Tab. 5-6 dokumentierten Werten der Bandbreite. Für die Bestimmung der Regressionsfunktion wurden die Berechnungsergebnisse z. B. durch eine Polynomfunktion 3. Grades approximiert (Ebene 1). Durch Vergleich der Koeffizienten der einzelnen Regressionsfunktionen mit den Werten der variierten Parameter (Einflussfaktoren α_1 bis α_2) kann ein funktionaler Zusammenhang (Ebene 2) beschrieben und ein Regressionsmodell aufgestellt werden.

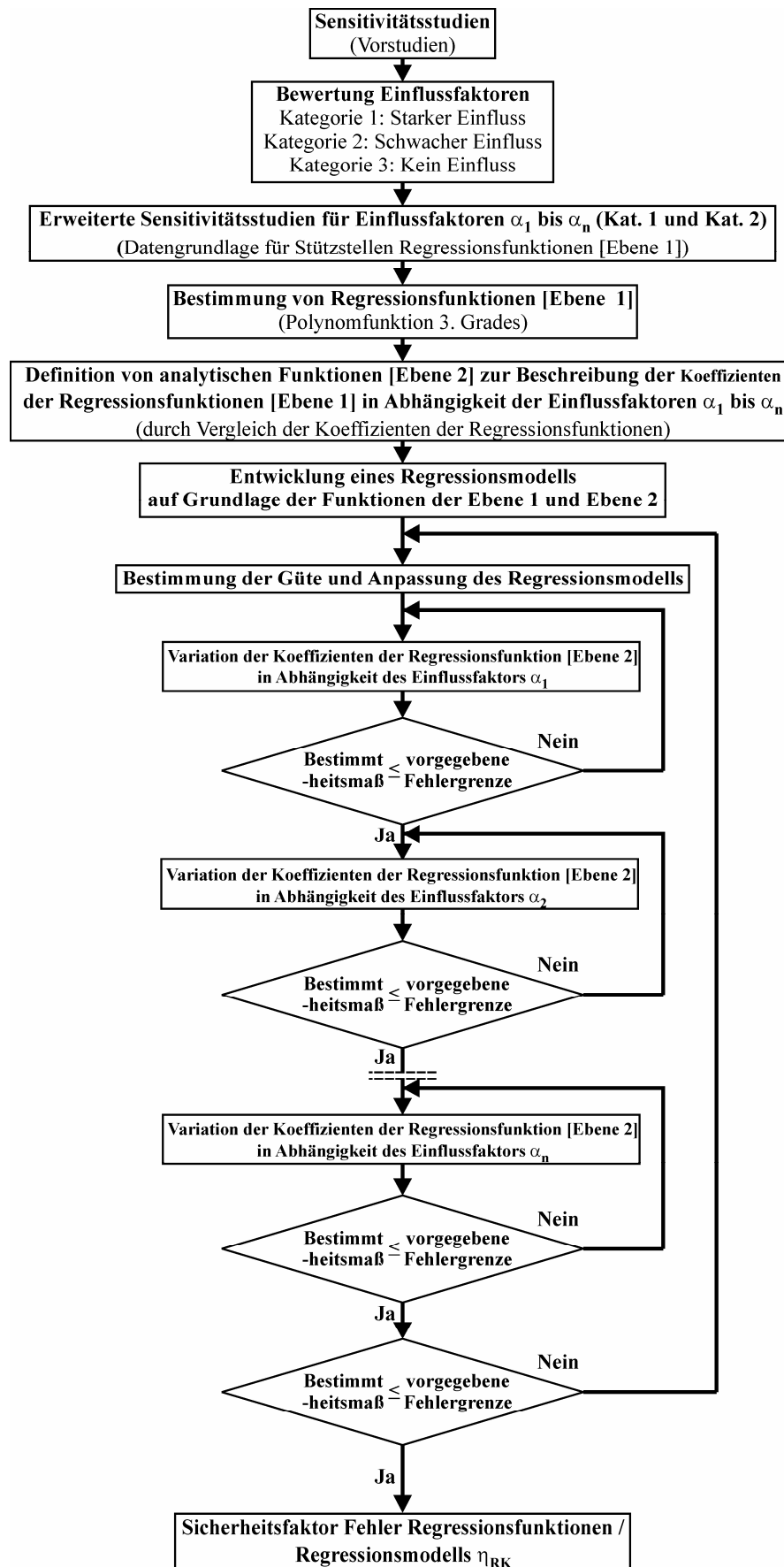


Abb. 7-1: Vereinfachte Darstellung des Regressionsmodells

Da die unterschiedlichen Einflussfaktoren α_1 bis α_2 gegenseitig das Regressionsmodell beeinflussen, wurden die Koeffizienten so lange variiert bzw. iteriert, bis sich ein minimaler Fehler ergab bzw. eine definierte Fehlergrenze erreicht wurde. Die maximale Abweichung wurde als Sicherheitsfaktor η_{RK} in den abgeleiteten Berechnungsansätzen berücksichtigt. Im Anhang B ist exemplarisch die Vorgehensweise zur Bestimmung des Regressionsmodells für den analytischen Ansatz zur Prognose der Verklemmung des Schildmantels (vgl. Kap. 7.2) dargestellt.

Tab. 7-1: Bewertung Einfluss Parameter ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar

Kenngröße	u_{Firste}	$\sigma_{r,F}$	$\sigma_{r,U}$	$\sigma_{r,S}$
Wichte Gebirge γ	++	++	++	++
E-Modul Gebirge E_{Gebirge}	++	++	++	++
Querdehnzahl μ	0	0	+	0
Reibungswinkel Gebirge φ_{Gebirge}	++	++	++	++
Kohäsion Gebirge c_{Gebirge}	++	++	++	++
Überlagerungshöhe h_U	++	++	++	++
Außendurchmesser Tübbingring D_{TR}	0	0	++	0
Tübbingdicke d_T	-	++	+	++
Anpressdruck p_A	0	0	0	0
++ Kat. 1: Starker Einfluss				
+ Kat. 2: Schwacher Einfluss				
0 Kat. 3: Kein Einfluss				

Tab. 7-2: Bewertung Einfluss Parameter bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar

Kenngröße	$u_{\text{Firste,TF}}$	$\sigma_{r,F,TF}$	$\sigma_{r,UR,TF} / \sigma_{r,UL,TF}$	$\sigma_{r,S,TF}$
Winkel der Einfallrichtung α_F	++	++	++	++
Fallwinkel β	++	++	++	++
E-Modul Gebirge E_{Gebirge}	0	0	0	0
Querdehnzahl μ	0	0	0	0
Reibungswinkel Gebirge φ_{Gebirge}	++	++	++	++
Reibungsw. Trennflächenschar $\varphi_{\text{Trennfläche}}$	++	++	++	++
Kohäsion Gebirge c_{Gebirge}	+	+	+	+
Kohäsion Trennflächenschar $c_{\text{Trennfläche}}$	++	++	++	++
Überlagerungshöhe h_U	++	++	++	0
Außendurchmesser Tübbingring D_{TR}	0	0	0	0
Tübbingdicke d_T	-	0	0	0
++ Kat. 1: Starker Einfluss				
+ Kat. 2: Schwacher Einfluss				
0 Kat. 3: Kein Einfluss				

Die einzelnen abgeleiteten analytischen Berechnungsformeln sind in den Kap. 7.2 bis Kap. 7.5 für Berechnungen ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar und in den Kap. 7.6 bis Kap. 7.9 für Berechnungen bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar zusammengestellt (vgl. Abb. 7-2).

Bei der Anwendung der Formeln sind die Anwendungsgrenzen, die in den Tab. 7-3 und Tab. 7-4 zusammengefasst sind, zu beachten. Ebenso ist bei der Anwendung der Formeln zur Bestimmung der Radialspannungen zu überprüfen, ob das Kriterium für die Anwendbarkeit der Formel zur Prognose der Verklemmung des Schildmantels, welches in Kap. 7.2 und Kap. 7.6 dargestellt ist, eingehalten ist. Nur in diesem Fall können die Formeln zur Bestimmung der Radialspannungen eingesetzt werden.

Tab. 7-3: Anwendungsgrenzen analytische Berechnungsformeln ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar

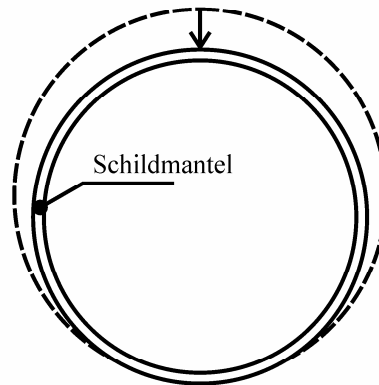
Kenngröße	Einheit	Min. Wert	Max. Wert
Wichte Gebirge γ	[kN/m ³]	17	26
E-Modul Gebirge E_{Gebirge}	[MN/m ²]	100	20.000
Querdehnzahl Gebirge μ	[-]	0,2	0,4
Reibungswinkel Gebirge φ_{Gebirge}	[°]	15	45
Kohäsion Gebirge c_{Gebirge}	[MN/m ²]	0,1	2,0
Überlagerungshöhe $h_{\text{Ü}}$	[m]	30	1.000
Außendurchmesser Tübbingring D_{TR}	[m]	5,0	17,5
Tübbingdicke d_{T}	[cm]	10	50

Tab. 7-4: Anwendungsgrenzen analytische Berechnungsformeln mit Berücksichtigung einer Trennflächenschar

Kenngröße	Einheit	Min. Wert	Max. Wert
Wichte Gebirge γ	[kN/m ³]	26	26
E-Modul Gebirge E_{Gebirge}	[MN/m ²]	100	10.000
Querdehnzahl Gebirge μ	[-]	0,25	0,4
Reibungswinkel Gebirge φ_{Gebirge}	[°]	25	45
Reibungswinkel Trennfl. $\varphi_{\text{Trennfläche}}$	[°]	10	20
Kohäsion Gebirge c_{Gebirge}	[MN/m ²]	0,3	1,0
Kohäsion Trennflächensch. $c_{\text{Trennfläche}}$	[MN/m ²]	0,01	0,25
Überlagerungshöhe $h_{\text{Ü}}$	[m]	30	1.000
Außendurchmesser Tübbingring D_{TR}	[m]	5,0	11,6
Tübbingdicke d_{T}	[cm]	30	50

Firstverschiebung im Überschnitt zur Prognose der Verklemmung Schildmantel

$$u_{\text{Firste}} (\text{Kap. 7.2}) / u_{\text{Firste,TF}} (\text{Kap. 7.6})$$



Prognose Gebirgsspannungen für die Bemessung der Tübbingsicherung

$$\sigma_{r,F} (\text{Kap. 7.3}) / \sigma_{r,F,TF} (\text{Kap. 7.7})$$

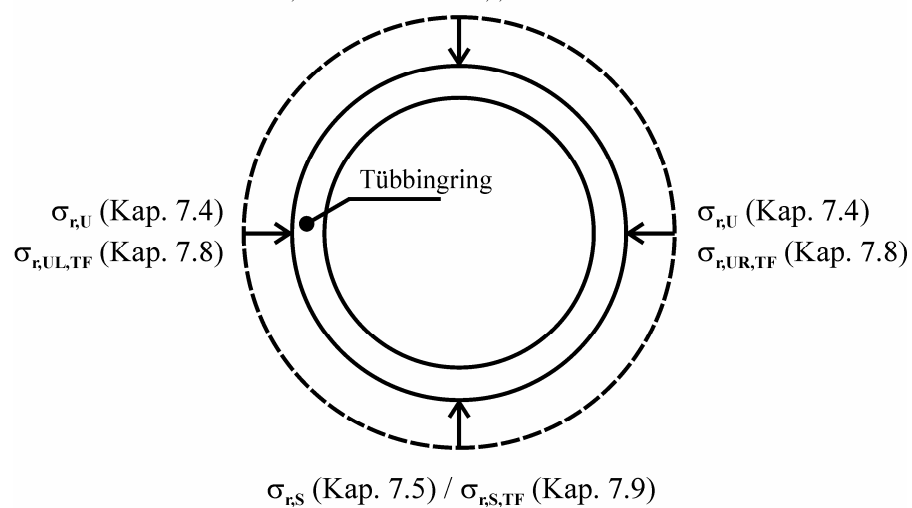


Abb. 7-2: Übersicht analytische Berechnungsformeln

7.2 Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Verklemmung des Schildmantels ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar

Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Verklemmung des Schildmantels ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar:

$$\text{Gl. (7-1):} \quad u_{\text{Firste}} = f_L \times \left(\frac{1000}{E_{\text{Gebirge}}} \times (a \times h_{\text{Ü}}^3 + b \times h_{\text{Ü}}^2 + c \times h_{\text{Ü}}) + d \right) \times \eta_{\text{RK}} \leq 0$$

$$\text{Gl. (7-2):} \quad f_L = 4,7 \times 10^{-2} \times \gamma_{\text{Gebirge}} - 0,228$$

$$\text{Gl. (7-3):} \quad a = \frac{a_E}{c_{\text{Gebirge}} \times a_{\varphi}}$$

$$\text{Gl. (7-4):} \quad b = -\frac{14,5}{c_{\text{Gebirge}} \times b_{\varphi}} \times b_M$$

$$\text{Gl. (7-5):} \quad c = -\frac{c_E \times c_{\text{Gebirge}}}{c_{\varphi}} - 0,018$$

$$\text{Gl. (7-6):} \quad d = \frac{d_E}{c_{\text{Gebirge}} \times d_{\varphi}} - 0,2$$

$$\text{Gl. (7-7):} \quad \eta_{\text{RK}} = 1,02$$

mit	u_{Firste}	Verschiebung Firste	[cm]
	γ_{Gebirge}	Wichte Gebirge	[kN/m ³]
	E_{Gebirge}	E-Modul Gebirge	[MN/m ²]
	c_{Gebirge}	Kohäsion Gebirge	[MN/m ²]
	$h_{\text{Ü}}$	Überlagerungshöhe	[m]
	η_{RK}	Sicherheitsfaktor Fehler Regressionsfunktionen	[-]
	f_L	Lastfaktor Wichte	[-]

Tab. 7-5: Beiwerte

φ_{Gebirge}	15°	20°	25°	30°	35°	40°	$\geq 45^\circ$
a_φ	$1,0 \times 10^8$	$1,5 \times 10^8$	$1,0 \times 10^9$	$4,0 \times 10^9$	$3,0 \times 10^{10}$	$9,0 \times 10^{10}$	$1,2 \times 10^{11}$
a_E	-10,0	0,5	4,0	6,0	4,1	0,0	0,0
b_φ	$4,0 \times 10^5$	$7,0 \times 10^5$	$1,0 \times 10^6$	$3,2 \times 10^6$	$6,2 \times 10^7$	$1,5 \times 10^8$	$5,0 \times 10^8$
b_M	3,0	1,5	1,0	1,0	0,9	-1,1	-3,5
c_φ	$7,0 \times 10^2$	$8,2 \times 10^2$	$1,0 \times 10^3$	$1,2 \times 10^3$	$1,4 \times 10^3$	$2,0 \times 10^3$	$3,0 \times 10^3$
c_E	2,0	3,0	3,5	3,5	3,4	3,1	2,9
d_φ	5,0	7,0	10,0	20,0	30,0	100,0	240,0
d_E	-3,0	-0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0

7.3 Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Radial- bzw. Vertikalspannungen in der Tunnelfirste ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar

Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Radial- bzw. Vertikalspannungen in der Tunnelfirste ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar:

$$\text{Gl. (7-8)} \quad \sigma_{r,F} = f_{L,F} \times f_{TD,F} \times k_F \times \eta_{RK,F}$$

$$\text{Gl. (7-9)} \quad f_{L,F} = 4,794 \times 10^{-2} \times \gamma_{\text{Gebirge}} - 0,253$$

$$\text{Gl. (7-10)} \quad f_{TD,F} = 7,114 \times 10^{-3} \times d_T + 0,717$$

$$\text{Gl. (7-11)} \quad k_F = \left(\alpha_F \times h_U^2 \times a_F + \beta_F \times h_U \times b_F + \chi_F \times c_F \right) \times mF_{\varphi,c}$$

$$\text{Gl. (7-12)} \quad \alpha_F = \frac{-0,00095}{\frac{1000}{E_{\text{Gebirge}}} \times 0,19 + 0,9}$$

$$\text{Gl. (7-13)} \quad \beta_F = \frac{-2,23613}{-0,0246 \times \left(\frac{E_{\text{Gebirge}}}{1000} \right)^2 + 0,7102 \times \frac{E_{\text{Gebirge}}}{1000} + 0,3151}$$

$$\text{Gl. (7-14)} \quad \chi_F = \frac{57,91231}{0,0961 \times \left(\frac{E_{\text{Gebirge}}}{1000} \right)^2 + 0,489 \times \frac{E_{\text{Gebirge}}}{1000} + 0,56}$$

$$\text{Gl. (7-15)} \quad a_F = \frac{1}{\frac{0,085}{c_{\text{Gebirge}}} + 0,9}$$

$$\text{Gl. (7-16)} \quad b_F = \frac{1}{0,7252 \times c_{\text{Gebirge}}^2 + 0,7802 \times c_{\text{Gebirge}} + 0,44}$$

$$\text{Gl. (7-17)} \quad c_F = \frac{1}{2,6752 \times c_{\text{Gebirge}}^2 + 5,6832 \times c_{\text{Gebirge}} + 1,1407}$$

$$\text{Gl. (7-18)} \quad mF_{\varphi,c} = nF_{\varphi} \times c_{\text{Gebirge}} + bF_{\varphi}$$

$$\text{Gl. (7-19)} \quad nF_{\varphi} = 0,0026 \times \varphi_{\text{Gebirge}} + 0,182$$

$$\text{Gl. (7-20)} \quad bF_{\varphi} = 1,874757 \times \varphi_{\text{Gebirge}}^{-1,648}$$

$$\text{Gl. (7-21)} \quad \eta_{\text{RK},F} = 1,06$$

mit	$\sigma_{r,F}$	Radialspannung Firste	[kN/m ²]
	γ_{Gebirge}	Wichte Gebirge	[kN/m ³]
	E_{Gebirge}	E-Modul Gebirge	[MN/m ²]
	c_{Gebirge}	Kohäsion Gebirge	[MN/m ²]
	φ_{Gebirge}	Reibungswinkel Gebirge	[°]
	$h_{\text{Ü}}$	Überlagerungshöhe	[m]
	d_T	Tübbingdicke	[cm]
	$\eta_{\text{RK},F}$	Sicherheitsfaktor Fehler Regressions- funktionen	[-]
	$f_{L,F}$	Lastfaktor Wichte	[-]
	$f_{TD,F}$	Einflussfaktor Tübbingdicke	[-]

7.4 Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Radial- bzw. Horizontalspannungen in der Tunnelulme ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar

Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Radial- bzw. Horizontalspannungen in der Tunnelulme ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar:

$$\text{Gl. (7-22): } \sigma_{r,U} = f_{L,U} \times f_Q \times f_{D,TR} \times f_{TD,U} \times k_U \times \eta_{RK,U}$$

$$\text{Gl. (7-23): } f_{L,U} = 4,1 \times 10^{-2} \times \gamma_{\text{Gebirge}} - 0,068$$

$$\text{Gl. (7-24): } f_Q = -0,307 \times \mu + 1,075$$

$$\text{Gl. (7-25): } f_{D,TR} = 1, D_{TR} \geq 11,5 \text{ m}$$

$$\text{Gl. (7-26): } f_{D,TR} = \frac{D_{TR}}{11,5} \times (n_{D,TR} \times h_{\bar{U}} + b_{D,TR}), 11,5 > D_{TR} \geq 5,0 \text{ m}$$

$$\text{Gl. (7-27): } n_{D,TR} = -6,0e^{-4} \times \ln D_{TR} + 1,4e^{-3}$$

$$\text{Gl. (7-28): } b_{D,TR} = -4,2e^{-3} \times D_{TR}^2 + 0,1385 \times D_{TR} - 4,23e^{-2}$$

$$\text{Gl. (7-29): } f_{TD,U} = 2,55 \times 10^{-6} \times d_T^3 - 3,49 \times 10^{-4} \times d_T^2 + 1,646 \times 10^{-2} \times d_T + 0,737$$

$$\text{Gl. (7-30): } k_U = (\alpha_U \times h_{UL}^2 \times a_U + \beta_U \times h_{UL} \times b_U + \chi_U \times c_U) \times mU_{\varphi,c}$$

$$\text{Gl. (7-31): } h_{UL} = h_{\bar{U}} + \frac{D_{TR}}{2}$$

$$\text{Gl. (7-32): } \alpha_U = \frac{-0,0012}{1,0843 \times \left(\frac{E_{\text{Gebirge}}}{1000} \right)^{0,3318}}$$

$$\text{Gl. (7-33): } \beta_U = \frac{-2,8204}{0,0531 \times \left(\frac{E_{\text{Gebirge}}}{1000} \right)^2 + 0,0552 \times \frac{E_{\text{Gebirge}}}{1000} + 0,8595}$$

$$\text{Gl. (7-34): } \chi_U = \frac{-96,6259}{0,0922 \times \left(\frac{E_{\text{Gebirge}}}{1000} \right)^2 + 0,3714 \times \frac{E_{\text{Gebirge}}}{1000} + 0,5376}$$

$$\text{Gl. (7-35): } a_U = \frac{1}{\frac{0,085}{c_{\text{Gebirge}}} + 0,9}$$

$$\text{Gl. (7-36):} \quad b_U = \frac{1}{0,7252 \times c_{\text{Gebirge}}^2 + 0,7802 \times c_{\text{Gebirge}} + 0,44}$$

$$\text{Gl. (7-37):} \quad c_U = \frac{1}{2,6752 \times c_{\text{Gebirge}}^2 + 5,6832 \times c_{\text{Gebirge}} + 1,1407}$$

$$\text{Gl. (7-38):} \quad mU_{\varphi,c} = nU_{\varphi} \times c_{\text{Gebirge}} + bU_{\varphi}$$

$$\text{Gl. (7-39):} \quad nU_{\varphi} = 0,0021 \times \varphi_{\text{Gebirge}} + 0,2842$$

$$\text{Gl. (7-40):} \quad bU_{\varphi} = 106,0475 \times \varphi_{\text{Gebirge}}^{-1,5193}$$

$$\text{Gl. (7-41):} \quad \eta_{\text{RK,U}} = 1,04$$

mit	$\sigma_{r,U}$	Radialspannung Ulme	[kN/m ²]
	γ_{Gebirge}	Wichte Gebirge	[kN/m ³]
	E_{Gebirge}	E-Modul Gebirge	[MN/m ²]
	μ	Querdehnzahl	[-]
	c_{Gebirge}	Kohäsion Gebirge	[MN/m ²]
	φ_{Gebirge}	Reibungswinkel Gebirge	[°]
	h_U	Überlagerungshöhe	[m]
	h_{UL}	Überlagerungshöhe bezogen auf die Ulme	[m]
	D_{TR}	Außendurchmesser Tübbingring	[m]
	d_T	Tübbingdicke	[cm]
	$\eta_{\text{RK,U}}$	Sicherheitsfaktor Fehler Regressionsfunktionen	[-]
	$f_{L,U}$	Lastfaktor Wichte	[-]
	f_Q	Einflussfaktor Querdehnung	[-]
	$f_{D,\text{TR}}$	Einflussfaktor Durchmesser Tübbingring	[-]
	$f_{TD,U}$	Einflussfaktor Tübbingdicke	[-]

7.5 Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Radial- bzw. Vertikalspannungen in der Tunnelsohle ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar

Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Radial- bzw. Vertikalspannungen in der Tunnelsohle ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar:

$$\text{Gl. (7-42): } \sigma_{r,S} = f_{L,S} \times f_{TD,S} \times k_S \times \eta_{RK,S}$$

$$\text{Gl. (7-43): } f_{L,S} = 3,6 \times 10^{-2} \times \gamma_{\text{Gebirge}} + 0,06$$

$$\text{Gl. (7-44): } f_{TD,S} = 3,959 \times 10^{-3} \times d_T + 0,845$$

$$\text{Gl. (7-45): } k_S = (\alpha_S \times h_S^2 \times a_S + \beta_S \times h_S \times b_S + \chi_S \times c_S) \times mS_{\varphi,c}$$

$$\text{Gl. (7-46): } h_S = h_{\bar{U}} + D_{TR}$$

$$\text{Gl. (7-47): } \alpha_S = \frac{-0,0013}{1,0765 \times \left(\frac{E_{\text{Gebirge}}}{1000} \right)^{0,408}}$$

$$\text{Gl. (7-48): } \beta_S = \frac{-1,5852}{0,0018 \times \left(\frac{E_{\text{Gebirge}}}{1000} \right)^2 + 0,00011 \times \frac{E_{\text{Gebirge}}}{1000} + 0,914}$$

$$\text{Gl. (7-49): } \chi_S = \frac{-128,1357}{0,2514 \times \left(\frac{E_{\text{Gebirge}}}{1000} \right)^2 + 0,0787 \times \frac{E_{\text{Gebirge}}}{1000} + 0,5175}$$

$$\text{Gl. (7-50): } a_S = \frac{1}{\frac{0,085}{c_{\text{Gebirge}}} + 0,9}$$

$$\text{Gl. (7-51): } b_S = \frac{1}{0,7252 \times c_{\text{Gebirge}}^2 + 0,7802 \times c_{\text{Gebirge}} + 0,44}$$

$$\text{Gl. (7-52): } c_S = \frac{1}{2,6752 \times c_{\text{Gebirge}}^2 + 5,6832 \times c_{\text{Gebirge}} + 1,1407}$$

$$\text{Gl. (7-53): } mS_{\varphi,c} = nS_{\varphi} \times c_{\text{Gebirge}} + bS_{\varphi}$$

$$\text{Gl. (7-54): } nS_{\varphi} = 0,002 \times \varphi_{\text{Gebirge}} + 0,2246$$

$$\text{Gl. (7-55): } bS_{\varphi} = 202,2242 \times \varphi_{\text{Gebirge}}^{-1,6645}$$

Gl. (7-56): $\eta_{RK,S} = 1,08$

mit	$\sigma_{r,S}$	Radialspannung Sohle	[kN/m ²]
	γ_{Gebirge}	Wichte Gebirge	[kN/m ³]
	E_{Gebirge}	E-Modul Gebirge	[MN/m ²]
	c_{Gebirge}	Kohäsion Gebirge	[MN/m ²]
	φ_{Gebirge}	Reibungswinkel Gebirge	[°]
	$h_{\bar{U}}$	Überlagerungshöhe	[m]
	h_S	Überlagerungshöhe bezogen auf die Sohle	[m]
	d_T	Tübbingdicke	[cm]
	$\eta_{RK,S}$	Sicherheitsfaktor Fehler Regressionsfunktionen	[-]
	$f_{L,S}$	Lastfaktor Wichte	[-]
	$f_{TD,S}$	Einflussfaktor Tübbingdicke	[-]

7.6 Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Verklemmung des Schildmantels bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar

Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Verklemmung des Schildmantels bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar:

Gl. (7-57): $u_{\text{Firste,TF}} = u_{\text{Firste}} \times F_{\text{F,TF}}$

Gl. (7-58): $F_{\text{F,TF}} = 1 + \frac{a_{\alpha F, \beta}}{0,2} \times (F_{\text{GUV,TF}} - 1) \leq 1,0$

Gl. (7-59): $F_{\text{GUV,TF}} = 0,93 \times F_{\varphi} \times F_{h_{\bar{U}}} \times \eta_{RK,TF}$

Gl. (7-60): $c_{\text{Trennfläche}} \geq 0,01 : F_{\varphi} = \frac{1}{c_{\text{Trennfläche}}^{e_{\text{TR}}}} \times f_{\text{TF},\varphi} \times f_{\text{GB},\varphi}$

Gl. (7-61): $f_{TF,\varphi} = -0,005 \times \varphi_{Trennfläche} + 1,1$

Gl. (7-62): $e_{TR} = -0,005 \times \varphi_{Trennfläche} + 0,1625$

Gl. (7-63): $f_{GB,\varphi} = 0,0027 \times \varphi_{Gebirge} + 0,9333$

Gl. (7-64): $F_{h_{\ddot{U}}} = 9,0861 \times 10^{-10} \times h_{\ddot{U}}^3 - 2,1465 \times 10^{-6} \times h_{\ddot{U}}^2$
 $+ 2,36931 \times 10^{-3} \times h_{\ddot{U}} + 9,28457 \times 10^{-1}$

Gl. (7-65): $\eta_{RK,TF} = 1,02$

mit	$u_{Firste,TF}$	Verschiebung Firste bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar	[cm]
	u_{Firste}	Verschiebung Firste ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar	[cm]
	$\varphi_{Gebirge}$	Reibungswinkel Gebirge	[°]
	$\varphi_{Trennfläche}$	Reibungswinkel Trennflächenschar	[°]
	$c_{Trennfläche}$	Kohäsion Trennflächenschar	[MN/m ²]
	$h_{\ddot{U}}$	Überlagerungshöhe	[m]
	$\eta_{RK,TF}$	Sicherheitsfaktor Fehler Regressionsfunktionen	[-]

Tab. 7-6: Beiwerte $a_{\alpha_F, \beta}$ zur Berücksichtigung der Trennflächenorientierung

		Einfallswinkel β						
		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
Streichwinkel α_F	0	1,01	1,01	1,01	1,08	1,14	1,00	1,01
	15°	1,01	1,01	1,01	1,09	1,15	1,01	1,01
	30°	1,01	1,01	1,01	1,11	1,15	1,01	1,01
	45°	1,01	1,02	1,02	1,12	1,17	1,02	1,01
	60°	1,01	1,02	1,05	1,13	1,17	1,02	1,01
	75°	1,02	1,03	1,08	1,17	1,20	1,03	1,02
	90°	1,02	1,04	1,11	1,14	1,19	1,04	1,02
	105°	1,01	1,03	1,11	1,12	1,19	1,03	1,01
	120°	1,01	1,02	1,09	1,10	1,19	1,02	1,01
	135°	1,01	1,02	1,07	1,10	1,18	1,02	1,01
	150°	1,01	1,01	1,05	1,08	1,17	1,01	1,01
	165°	1,01	1,01	1,03	1,07	1,16	1,01	1,01
	180°	1,01	1,01	1,03	1,06	1,15	1,01	1,01
	195°	1,01	1,01	1,03	1,07	1,16	1,01	1,01
	210°	1,01	1,01	1,05	1,08	1,17	1,01	1,01
	225°	1,01	1,02	1,07	1,10	1,18	1,02	1,01
	240°	1,01	1,02	1,09	1,10	1,19	1,02	1,01
	255°	1,01	1,03	1,11	1,12	1,19	1,03	1,01
	270°	1,02	1,04	1,11	1,14	1,19	1,04	1,02
	285°	1,02	1,03	1,08	1,17	1,20	1,03	1,02
	300°	1,01	1,02	1,05	1,13	1,17	1,02	1,01
	315°	1,01	1,02	1,02	1,12	1,17	1,02	1,01
	330°	1,01	1,01	1,01	1,11	1,15	1,01	1,01
	345°	1,01	1,01	1,01	1,09	1,15	1,01	1,01
	360°	1,01	1,01	1,01	1,08	1,14	1,00	1,01

7.7 Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Radial- bzw. Vertikalspannungen in der Tunnelfirste bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar

Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Radial- bzw. Vertikalspannungen in der Tunnelfirste bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar:

$$\text{Gl. (7-66): } \sigma_{r,F,TF} = \sigma_{r,F} \times F_{\sigma F,TF}$$

$$\text{Gl. (7-67): } F_{\sigma F,TF} = 1 + \frac{b_{\sigma F,\beta}}{0,75} \times (F_{\sigma F,GUV,TF} - 1) \leq 1,0$$

$$\text{Gl. (7-68): } F_{\sigma F,GUV,TF} = 0,835 \times F_{\sigma F,\varphi} \times F_{\sigma F,h_{\bar{U}}} \times \eta_{RK,F,TF}$$

$$\text{Gl. (7-69): } c_{\text{Trennfläche}} \geq 0,01 : F_{\sigma F,\varphi} = \frac{1}{c_{\text{Trennfläche}}^{\sigma F, e_{TF}}} \times f_{\sigma F,TF,\varphi} \times f_{\sigma F,GB,\varphi}$$

$$\text{Gl. (7-70): } f_{\sigma F,TF,\varphi} = -0,04 \times \varphi_{\text{Trennfläche}} + 2,0$$

$$\text{Gl. (7-71): } \sigma F, e_{TF} = -0,004 \times \varphi_{\text{Trennfläche}} + 0,21$$

$$\text{Gl. (7-72): } f_{\sigma F,GB,\varphi} = 1,9725 - \frac{24,295}{\varphi_{\text{Gebirge}}}$$

$$\text{Gl. (7-73): } F_{\sigma F,h_{\bar{U}}} = 3,05084 \times 10^{-1} \times \ln h_{\bar{U}} - 4,05228 \times 10^{-2}$$

$$\text{Gl. (7-74): } \eta_{RK,F,TF} = 1,04$$

mit	$\sigma_{r,F,TF}$	Radialspannungen Firste bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar	[kN/m ²]
	$\sigma_{r,F}$	Radialspannungen Firste ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar	[kN/m ²]
	φ_{Gebirge}	Reibungswinkel Gebirge	[°]
	$\varphi_{\text{Trennfläche}}$	Reibungswinkel Trennflächenschar	[°]
	$c_{\text{Trennfläche}}$	Kohäsion Trennflächenschar	[MN/m ²]
	$h_{\bar{U}}$	Überlagerungshöhe	[m]
	$\eta_{RK,F,TF}$	Sicherheitsfaktor Fehler Regressionsfunktionen	[-]

Tab. 7-7: Beiwerte $b_{\alpha_F, \beta}$ zur Berücksichtigung der Trennflächenorientierung

		Einfallswinkel β						
		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
Streichwinkel α_F	0	1,22	1,42	1,45	1,17	1,20	1,00	1,22
	15°	1,22	1,41	1,45	1,23	1,24	1,02	1,08
	30°	1,21	1,40	1,44	1,38	1,31	1,07	1,01
	45°	1,18	1,28	1,46	1,57	1,44	1,13	1,01
	60°	1,19	1,36	1,54	1,71	1,65	1,18	1,04
	75°	1,22	1,36	1,58	1,71	1,75	1,21	1,09
	90°	1,22	1,26	1,39	1,53	1,71	1,23	1,11
	105°	1,18	1,09	1,18	1,39	1,62	1,32	1,22
	120°	1,19	1,03	1,18	1,38	1,52	1,13	1,12
	135°	1,16	1,01	1,22	1,39	1,43	1,13	1,01
	150°	1,20	1,02	1,26	1,38	1,38	1,21	1,02
	165°	1,22	1,05	1,22	1,23	1,05	1,31	1,10
	180°	1,22	1,06	1,20	1,28	1,16	1,20	1,23
	195°	1,22	1,05	1,22	1,23	1,05	1,31	1,10
	210°	1,20	1,02	1,26	1,38	1,38	1,21	1,02
	225°	1,16	1,01	1,22	1,39	1,43	1,13	1,01
	240°	1,19	1,03	1,18	1,38	1,52	1,13	1,12
	255°	1,18	1,09	1,18	1,39	1,62	1,32	1,22
	270°	1,22	1,26	1,39	1,53	1,71	1,23	1,11
	285°	1,22	1,36	1,58	1,71	1,75	1,21	1,09
	300°	1,19	1,36	1,54	1,71	1,65	1,18	1,04
	315°	1,18	1,38	1,46	1,57	1,44	1,13	1,01
	330°	1,21	1,40	1,44	1,38	1,31	1,07	1,02
	345°	1,22	1,41	1,45	1,23	1,24	1,02	1,08
	360°	1,22	1,42	1,45	1,17	1,20	1,00	1,22

7.8 Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Radial- bzw. Horizontalspannungen in der Tunnelulme bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar

Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Radial- bzw. Horizontalspannungen in der Tunnelulme bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar:

$$\text{Gl. (7-75): } \sigma_{r,UR,TF} = \sigma_{r,U} \times F_{\sigma UR,TF}$$

$$\text{Gl. (7-76): } \sigma_{r,UL,TF} = \sigma_{r,U} \times F_{\sigma UL,TF}$$

$$\text{Gl. (7-77): } F_{\sigma UR,TF} = 1 + \frac{cR_{\alpha F,\beta}}{0,18} \times (F_{\sigma U,GUV,TF} - 1) \leq 1,0$$

$$\text{Gl. (7-78): } F_{\sigma UL,TF} = 1 + \frac{cL_{\alpha F,\beta}}{0,18} \times (F_{\sigma U,GUV,TF} - 1) \leq 1,0$$

$$\text{Gl. (7-79): } F_{\sigma U,GUV,TF} = 0,63 \times F_{\sigma U,\varphi} \times F_{\sigma U,h_{\bar{U}}} \times \eta_{RK,U,TF}$$

$$\text{Gl. (7-80): } c_{\text{Trennfläche}} \geq 0,01: F_{\sigma U,\varphi} = \frac{1}{c_{\text{Trennfläche}}^{\sigma U,d_{TF}}} \times f_{\sigma U,TF,\varphi} \times f_{\sigma U,GB,\varphi}$$

$$\text{Gl. (7-81): } f_{\sigma U,TF,\varphi} = -0,015 \times \varphi_{\text{Trennfläche}} + 1,65$$

$$\text{Gl. (7-82): } \sigma_{U,d_{TF}} = -0,0015 \times \varphi_{\text{Trennfläche}} - 0,17917$$

$$\text{Gl. (7-83): } f_{\sigma U,GB,\varphi} = 0,0213 \times \varphi_{\text{Gebirge}} + 0,4667$$

$$\text{Gl. (7-84): } F_{\sigma U,h_{\bar{U}}} = 3,6311 \times 10^{-1} \times \ln h_{\bar{U}} - 2,39976 \times 10^{-1}$$

$$\text{Gl. (7-85): } \eta_{RK,U,TF} = 1,03$$

mit	$\sigma_{r,UR,TF}$	Radialspannungen rechte Ulme in Vortriebsrichtung bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar	[kN/m ²]
	$\sigma_{r,UL,TF}$	Radialspannungen linke Ulme in Vortriebsrichtung bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar	[kN/m ²]
	$\sigma_{r,U}$	Radialspannungen Ulme ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar	[kN/m ²]

φ_{Gebirge}	Reibungswinkel Gebirge	[°]
$\varphi_{\text{Trennfläche}}$	Reibungswinkel Trennflächenschar	[°]
$c_{\text{Trennfläche}}$	Kohäsion Trennflächenschar	[MN/m ²]
$h_{\text{Ü}}$	Überlagerungshöhe	[m]
$\eta_{\text{RK,U,TF}}$	Sicherheitsfaktor Fehler Regressions- funktionen	[-]

Tab. 7-8: Beiwerte $cR_{\alpha_F, \beta}$ zur Berücksichtigung der Trennflächenorientierung

		Einfallswinkel β						
		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
Streichwinkel α_F	0	1,03	1,03	1,03	1,02	1,02	1,00	1,02
	15°	1,03	1,03	1,03	1,02	1,03	1,03	1,02
	30°	1,03	1,03	1,02	1,02	1,04	1,03	1,03
	45°	1,03	1,02	1,02	1,03	1,05	1,05	1,03
	60°	1,03	1,02	1,02	1,04	1,05	1,06	1,04
	75°	1,03	1,03	1,03	1,04	1,05	1,07	1,04
	90°	1,03	1,03	1,02	1,08	1,11	1,08	1,06
	105°	1,03	1,03	1,01	1,09	1,12	1,15	1,18
	120°	1,03	1,03	1,01	1,05	1,11	1,06	1,04
	135°	1,03	1,03	1,01	1,03	1,10	1,05	1,03
	150°	1,03	1,03	1,02	1,03	1,10	1,04	1,03
	165°	1,03	1,03	1,03	1,03	1,09	1,03	1,02
	180°	1,03	1,03	1,02	1,02	1,03	1,03	1,02
	195°	1,03	1,03	1,03	1,02	1,02	1,02	1,02
	210°	1,03	1,03	1,01	1,02	1,03	1,02	1,02
	225°	1,03	1,02	1,01	1,02	1,04	1,04	1,03
	240°	1,03	1,02	1,02	1,03	1,04	1,06	1,04
	255°	1,03	1,03	1,03	1,04	1,05	1,06	1,04
	270°	1,03	1,03	1,03	1,07	1,09	1,07	1,07
	285°	1,03	1,03	1,01	1,08	1,11	1,13	1,17
	300°	1,03	1,03	1,02	1,06	1,08	1,11	1,08
	315°	1,03	1,02	1,03	1,05	1,07	1,08	1,04
	330°	1,03	1,02	1,03	1,04	1,07	1,06	1,03
	345°	1,03	1,03	1,03	1,03	1,07	1,03	1,02
	360°	1,03	1,03	1,03	1,02	1,02	1,00	1,02

Tab. 7-9: Beiwerte $cL_{\alpha_F, \beta}$ zur Berücksichtigung der Trennflächenorientierung

		Einfallswinkel β						
		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
Streichwinkel α_F	0	1,03	1,03	1,03	1,02	1,02	1,00	1,02
	15°	1,03	1,03	1,03	1,02	1,02	1,02	1,02
	30°	1,03	1,03	1,01	1,02	1,03	1,02	1,02
	45°	1,03	1,02	1,01	1,02	1,04	1,04	1,03
	60°	1,03	1,02	1,02	1,03	1,04	1,06	1,04
	75°	1,03	1,03	1,03	1,04	1,05	1,06	1,04
	90°	1,03	1,03	1,03	1,07	1,09	1,07	1,07
	105°	1,03	1,03	1,01	1,08	1,11	1,13	1,17
	120°	1,03	1,03	1,02	1,06	1,08	1,11	1,08
	135°	1,03	1,02	1,03	1,05	1,07	1,08	1,04
	150°	1,03	1,02	1,03	1,04	1,07	1,06	1,03
	165°	1,03	1,03	1,03	1,03	1,07	1,03	1,02
	180°	1,03	1,03	1,02	1,02	1,03	1,03	1,02
	195°	1,03	1,03	1,03	1,02	1,03	1,03	1,02
	210°	1,03	1,03	1,02	1,02	1,04	1,03	1,03
	225°	1,03	1,02	1,02	1,03	1,05	1,05	1,03
	240°	1,03	1,02	1,02	1,04	1,05	1,06	1,04
	255°	1,03	1,03	1,03	1,04	1,05	1,07	1,04
	270°	1,03	1,03	1,02	1,08	1,11	1,08	1,06
	285°	1,03	1,03	1,01	1,09	1,12	1,15	1,18
	300°	1,03	1,03	1,01	1,05	1,11	1,06	1,04
	315°	1,03	1,03	1,01	1,03	1,10	1,05	1,03
	330°	1,03	1,03	1,02	1,03	1,10	1,04	1,03
	345°	1,03	1,03	1,03	1,03	1,09	1,03	1,02
	360°	1,03	1,03	1,03	1,02	1,02	1,00	1,02

7.9 Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Radial- bzw. Vertikalspannungen in der Tunnelsohle bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar

Analytische Berechnungsformel zur Prognose der Radial- bzw. Vertikalspannungen in der Tunnelsohle bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar:

$$\text{Gl. (7-86): } \sigma_{r,S,TF} = \sigma_{r,S} \times F_{\sigma S,TF}$$

$$\text{Gl. (7-87): } F_{\sigma S,TF} = 1 + \frac{d_{\alpha F, \beta}}{0,74} \times (F_{\sigma S, GUV, TF} - 1) \leq 1,0$$

$$\text{Gl. (7-88): } F_{\sigma S, GUV, TF} = 0,77 \times F_{\sigma S, \varphi} \times \eta_{RK, S, TF}$$

$$\text{Gl. (7-89): } F_{\sigma S, \varphi} = (f_{a, TF, \varphi} \times c_{\text{Trennfläche}} + f_{b, TF, \varphi}) \times f_{\sigma S, GB, \varphi}$$

$$\text{Gl. (7-90): } f_{a, TF, \varphi} = 0,1665 \times \varphi_{\text{Trennfläche}} - 4,9078$$

$$\text{Gl. (7-91): } f_{a, TF, \varphi} = -0,1087 \times \varphi_{\text{Trennfläche}} + 4,2488$$

$$\text{Gl. (7-92): } f_{\sigma S, GB, \varphi} = -0,0087 \times \varphi_{\text{Trennfläche}} + 1,2167$$

$$\text{Gl. (7-93): } \eta_{RK, S, TF} = 1,05$$

mit	$\sigma_{r,S,TF}$	Radialspannungen Sohle bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar	[kN/m ²]
	$\sigma_{r,S}$	Radialspannungen Sohle ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar	[kN/m ²]
	φ_{Gebirge}	Reibungswinkel Gebirge	[°]
	$\varphi_{\text{Trennfläche}}$	Reibungswinkel Trennflächenschar	[°]
	$c_{\text{Trennfläche}}$	Kohäsion Trennflächenschar	[MN/m ²]
	$\eta_{RK, S, TF}$	Sicherheitsfaktor Fehler Regressionsfunktionen	[-]

Tab. 7-10: Beiwerte $d_{\alpha_F, \beta}$ zur Berücksichtigung der Trennflächenorientierung

		Einfallswinkel β						
		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
Streichwinkel α_F	0	1,57	1,59	1,66	1,58	1,61	1,24	1,42
	15°	1,57	1,58	1,66	1,5	1,61	1,56	1,46
	30°	1,58	1,56	1,69	,65	1,63	1,62	1,56
	45°	1,58	1,53	1,67	1,71	1,67	1,59	1,57
	60°	1,58	1,51	1,64	1,73	1,71	1,60	1,57
	75°	1,58	1,53	1,61	1,70	1,74	1,62	1,57
	90°	1,58	1,60	1,67	1,73	1,73	1,63	1,36
	105°	1,58	1,67	1,70	1,81	1,72	1,62	1,09
	120°	1,58	1,71	1,73	1,13	1,18	1,04	1,02
	135°	1,35	1,71	1,72	1,72	1,64	1,62	1,57
	150°	1,20	1,72	1,72	1,56	1,60	1,62	1,57
	165°	1,07	1,03	1,08	1,05	1,00	1,02	1,03
	180°	1,07	1,01	1,07	1,09	1,07	1,13	1,07
	195°	1,07	1,03	1,08	1,05	1,00	1,02	1,03
	210°	1,20	1,72	1,72	1,56	1,60	1,62	1,57
	225°	1,35	1,71	1,72	1,72	1,64	1,62	1,57
	240°	1,58	1,71	1,7	1,13	1,18	1,04	1,02
	255°	1,58	1,67	1,70	1,81	1,72	1,62	1,09
	270°	1,58	1,60	1,67	1,73	1,73	1,63	1,36
	285°	1,58	1,53	1,61	1,70	1,74	1,62	1,57
	300°	1,58	1,51	1,64	1,73	1,71	1,60	1,57
	315°	1,58	1,53	1,67	1,71	1,67	1,59	1,57
	330°	1,58	1,56	1,69	1,65	1,63	1,62	1,56
	345°	1,57	1,58	1,66	1,59	1,61	1,56	1,46
	360°	1,57	1,59	1,66	1,58	1,61	1,24	1,42

8 Vergleich mit vorhandenen Berechnungsansätzen

Um die Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen bzw. die in Kap. 7 abgeleiteten Berechnungsformeln bewerten zu können, wurden diese mit vorhandenen und in der Wissenschaft und der Praxis eingeführten Berechnungsansätzen, wie sie unter Kap. 4 beschrieben sind, verglichen. Dazu ist anzumerken, dass ein Vergleich im Fall der Prognose der Verklemmung des Schildmantels nicht möglich ist, da dazu keine Ansätze existieren bzw. veröffentlicht sind. Daher beziehen sich die Vergleiche nur auf die Ansätze für die Radial- bzw. Vertikal- und Horizontalspannungen im Bereich der Tübbing-sicherung ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar. Ein Vergleich für die abgeleiteten Berechnungsformeln bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar wird ebenso nicht durchgeführt, da hierzu keine veröffentlichten Berechnungsansätze existieren.

8.1 Vergleich Gebirgsspannungen Firste

Für die Gebirgsspannungen in der Firste erfolgte ein Vergleich (vgl. Abb. 8-1) zwischen den Ansätzen Überlagerungsdruck, TERZAGHI [1946], PROTODJAKONOW (nach SZECHY [1969]) (vgl. Kap. 4.1.1 bis Kap. 4.1.3) und dem in Kap. 7.3 vorliegenden Ansatz. Für den Ansatz des Überlagerungsdrucks ergeben sich die größten Radialspannungen in der Firste. Beim Ansatz nach TERZAGHI [1946] sind bei Berücksichtigung einer Kohäsion für das Gebirge Zugspannungen bis zu einer Überlagerungshöhe von ca. 200 m zu verzeichnen. Wird bei der Ermittlung der Radialspannungen die Kohäsion nicht angesetzt, so ergeben sich durchgehend in den Ergebnissen Druckspannungen, die allerdings größer sind als im zuvor beschriebenen Fall. Für den Ansatz nach PROTODJAKONOW (nach SZECHY [1969]) wurden die verschiedenen Festigkeitszahlen f betrachtet. Deutlich ist in Abb. 8-1 zu erkennen, dass die Überlagerungshöhe im Gegensatz zu den anderen Ansätzen nicht berücksichtigt wird und sich bei hohen Überlagerungshöhen im Vergleich zu den anderen Ansätzen nur geringe Radialspannungen einstellen. Beim Vergleich der zuvor genannten Ansätze mit den im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Ansätzen fällt auf, dass die Steifigkeiten bzw. der E-Modul des Gebirges bei den zuvor genannten Ansätzen nicht mit in die Berechnung eingeht. Deutlich wird, dass aber gerade der E-Modul einen sehr starken Einfluss auf die Größe der Radialspannungen besitzt. Bei einem sehr geringen E-Modul z. B. $E_{\text{Gebirge}} = 100 \text{ MN/m}^2$ ergeben sich sehr große Gebirgsspannungen. Dabei ist anzumerken, dass es bereits bei einer Überlagerung von ca. 38 m zur Verklemmung des Schildmantels kommt. Dagegen ergeben sich bei einem Gebirge mit hundertfach höherem E-Modul wesentlich geringere Gebirgsspannungen.

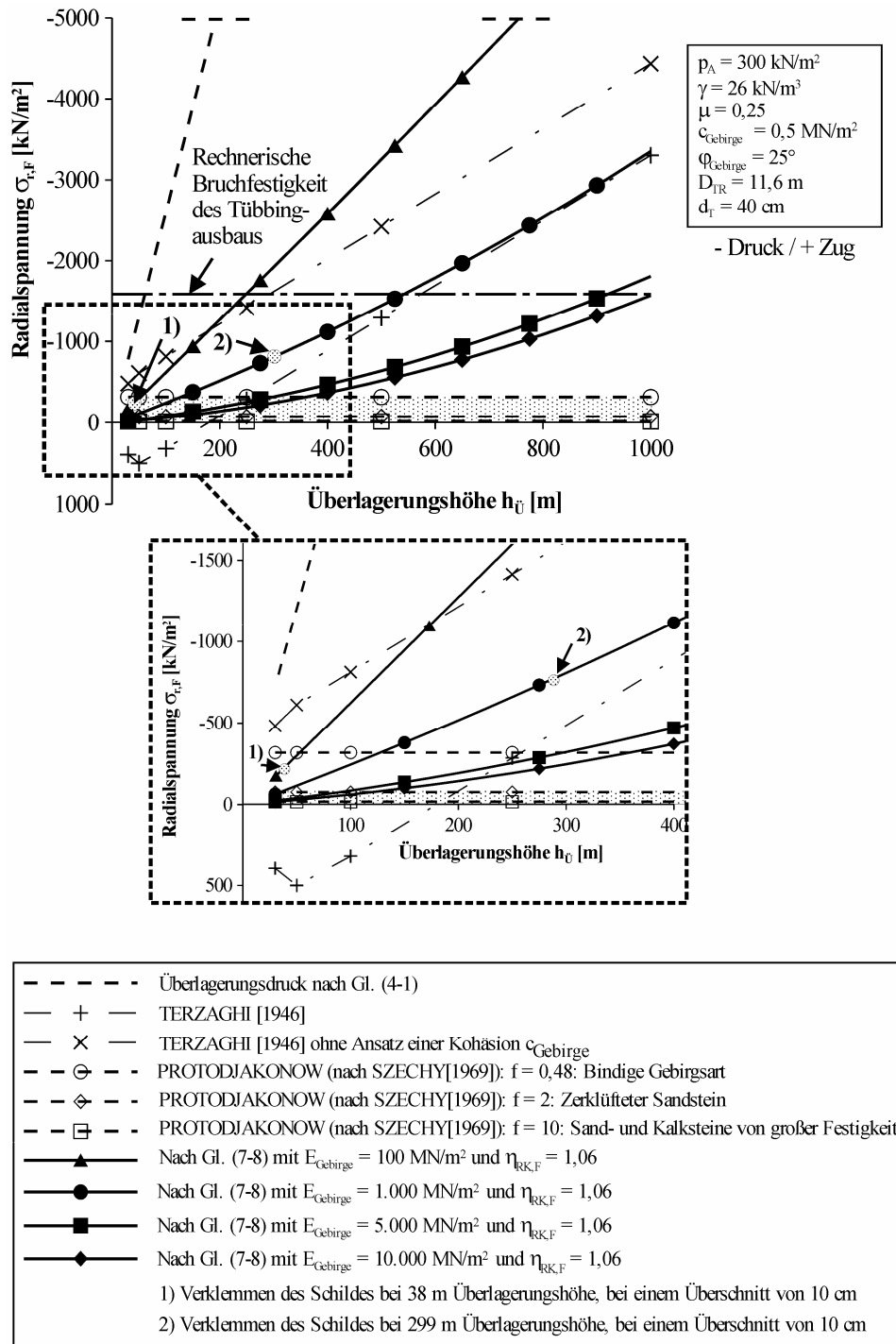


Abb. 8-1: Vergleich Radialspann. Firste mit verschiedenen analytischen Ansätzen

Ein direkter Vergleich der Ansätze miteinander ist nur bedingt möglich, da wie oben beschrieben Einflussgrößen wie der E-Modul und die Überlagerungshöhe nur teilweise in Ansatz gebracht werden. Offenkundig bei diesem Vergleich wird, dass der Ansatz des Überlagerungsdrucks z. B. für die Bemessung eines Tunnels mit größerer Überlagerungshöhe zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führt. Ebenso offenkundig wird, dass der Ansatz von PROTODJAKONOW (nach SZECHY [1969]) nur für Tunnelbauwerke mit geringerer Überlagerungshöhe sinnvoll ist.

8.2 Vergleich Gebirgsspannungen Ulme

Zum Vergleich der Radialspannungen in der Ulme (vgl. Abb. 8-2) wurde der Seiten-
druck und der Ansatz nach HOUSKA [1960] (vgl. Kap. 4.1.1 und Kap. 4.1.4) herange-
zogen.

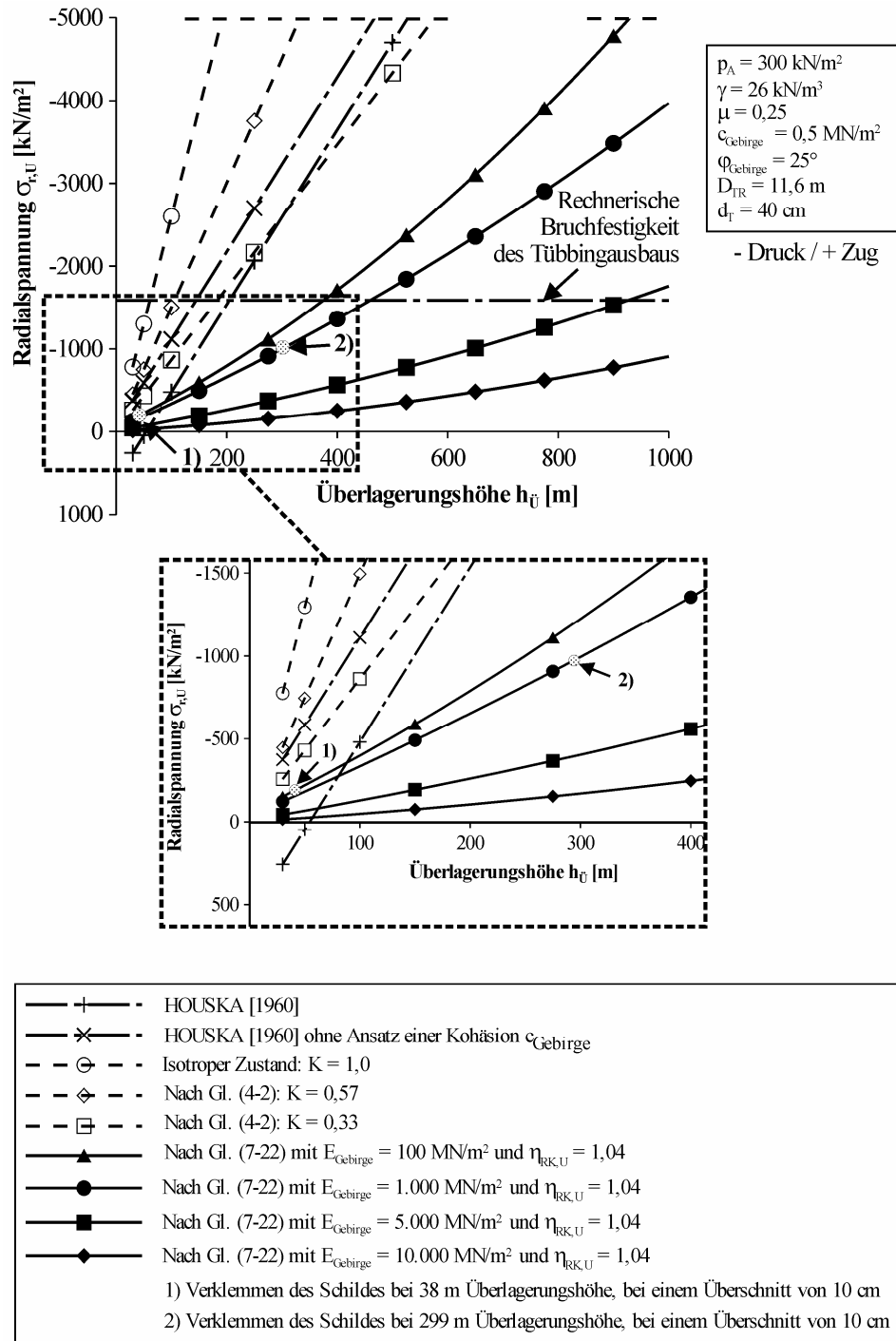


Abb. 8-2: Vergleich Radialspann. Ulme mit verschiedenen analytischen Ansätzen

Beim Vergleich ist zu bemerken, dass der Horizontaldruck bzw. die Radialspannungen in nahezu allen Fällen zu größeren Werten führen als die ermittelten Spannungen nach Kap. 7.4. Eine Ausnahme bildet dabei der Ansatz nach HOUSKA [1960] bei Berücksichtigung einer Kohäsion für das Gebirge, bei dem sich Zugspannungen bis zu einer Überlagerungshöhe von ca. 50 m ergeben. Entsprechend Kap. 8.1 zeigt sich auch hier, dass der E-Modul des Gebirges bei den neu entwickelten Formeln einen sehr starken Einfluss auf die Berechnungsergebnisse besitzt.

8.3 Vergleich Gebirgsspannungen Sohle

Beim Vergleich der Gebirgsspannungen in der Sohle steht nur der Ansatz aus dem Überlagerungsdruck zur Verfügung.

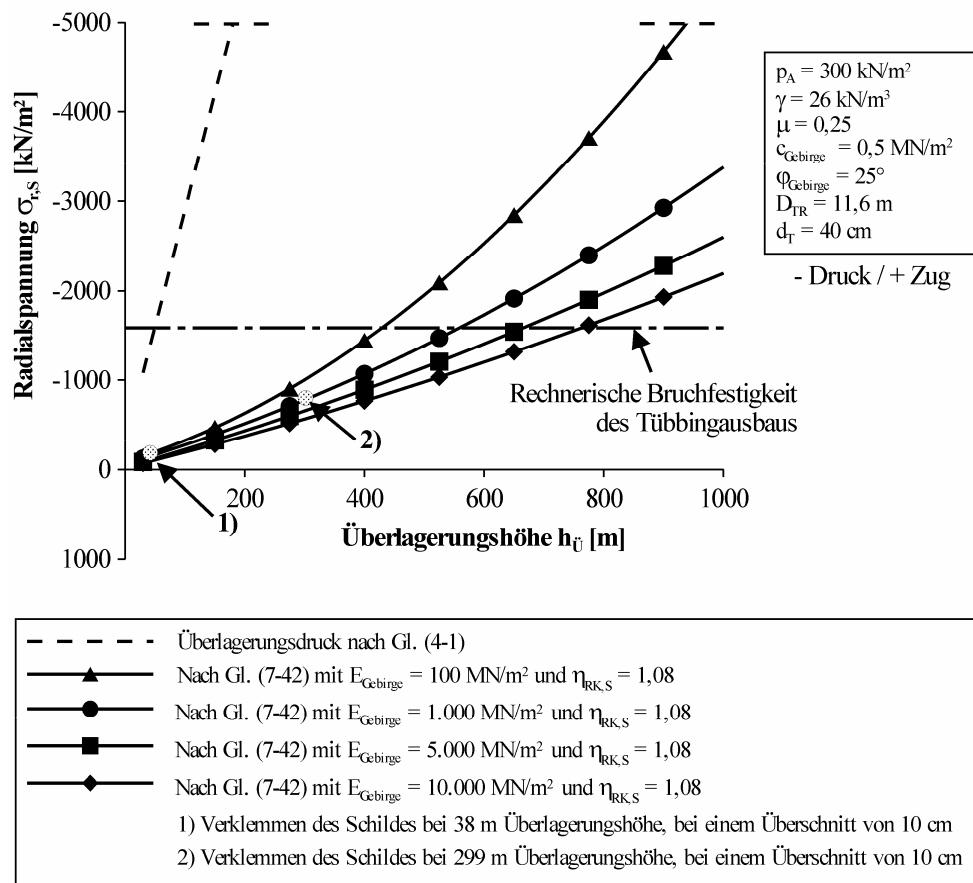


Abb. 8-3: Vergleich Radialspann. Sohle mit verschiedenen analytischen Ansätzen

Hier ist festzustellen, dass sich mit den neu ermittelten Formeln nach Kap. 7.5 wesentlich geringere Spannungen ergeben. Diese werden, wie bei den Radialspannungen in der Firste und der Ulme, stark vom Wert des E-Moduls des Gebirges beeinflusst.

8.4 Vergleich Kennlinienverfahren

Bei den Vergleichen in den vorangegangenen Kap. 8.1 bis Kap. 8.3 geht eindeutig hervor, dass die Verformungseigenschaften bzw. die Steifigkeiten des Gebirges eine maßgebende Rolle bei der Größe der radialen Gebirgsspannungen spielen. Ein Verfahren, bei dem auch die Verformungseigenschaften des Gebirges mit eingehen, ist das unter Kap. 4.2 dargestellte Kennlinienverfahren (vgl. Gl. (4-15) bis Gl. (4-22)). Die Abb. 8-4 bis Abb. 8-6 zeigen die Gebirgskennlinien für verschiedene E-Moduli des Gebirges und für verschiedene Überlagerungshöhen. Die maximale Überlagerungshöhe ergibt sich dabei durch die Höhe, bei der sich der Schildmantel bei einem Überschchnitt von 10 cm entsprechend dem Kriterium Verklebung des Schildmantels verklebt.

Die Ausbaukennlinie wurde um eine Vorverformung, die der Verschiebung u_{Firste} nach den Formeln aus Kap. 7.2 entspricht, für die verschiedenen Gebirgskennlinien verschoben. Die Schnittpunkte (A1 bis A3, B1 bis B3 und C1 bis C3), die sich aus der Überlagerung der Gebirgs- und Ausbaukennlinie ergeben, wurden in ein Diagramm aufgetragen (vgl. Abb. 8-7). Darin ist zu erkennen, dass sich die Schnittpunkte alle sehr nahe auf einer Kurve befinden.

Zum Vergleich wurden die Schnittpunkte in einem Diagramm mit den Ergebnissen nach den neu entwickelten Berechnungsformeln gegenüber gestellt (vgl. Abb. 8-8). Aus der Abbildung ist ersichtlich, dass sich anders als vermutet starke Unterschiede im Vergleich zwischen den neu entwickelten Ansätzen und dem Kennlinienverfahren ergeben. Während sich die Ergebnisse des Kennlinienverfahrens, wie zuvor geschrieben, annähernd auf der selben Kurve befinden und die Steifigkeit des Gebirges scheinbar nur einen geringen Einfluss auf die Größe der Ergebniswerte besitzt, ergeben sich bei den Ergebnissen nach den entwickelten Ansätzen für die TBM-S deutliche Unterschiede für die verschiedenen E-Moduli des Gebirges. Ebenso zeigen die Kurven im Vergleich eine andere Neigung bzw. ergeben sich beim Kennlinienverfahren mit zunehmender Überlagerungshöhe größere Radialspannungen. Beim Kennlinienverfahren sind die Radialspannungen für geringere Überlagerungshöhen geringer als bei den entwickelten Ansätzen. Insgesamt zeigt der Vergleich, dass sich das rechnerische räumliche Spannungsverformungsverhalten komplexer darstellt, als es durch das ebene Modell der elastisch gelochten Scheibe bzw. dem Kennlinienverfahren abgebildet wird.

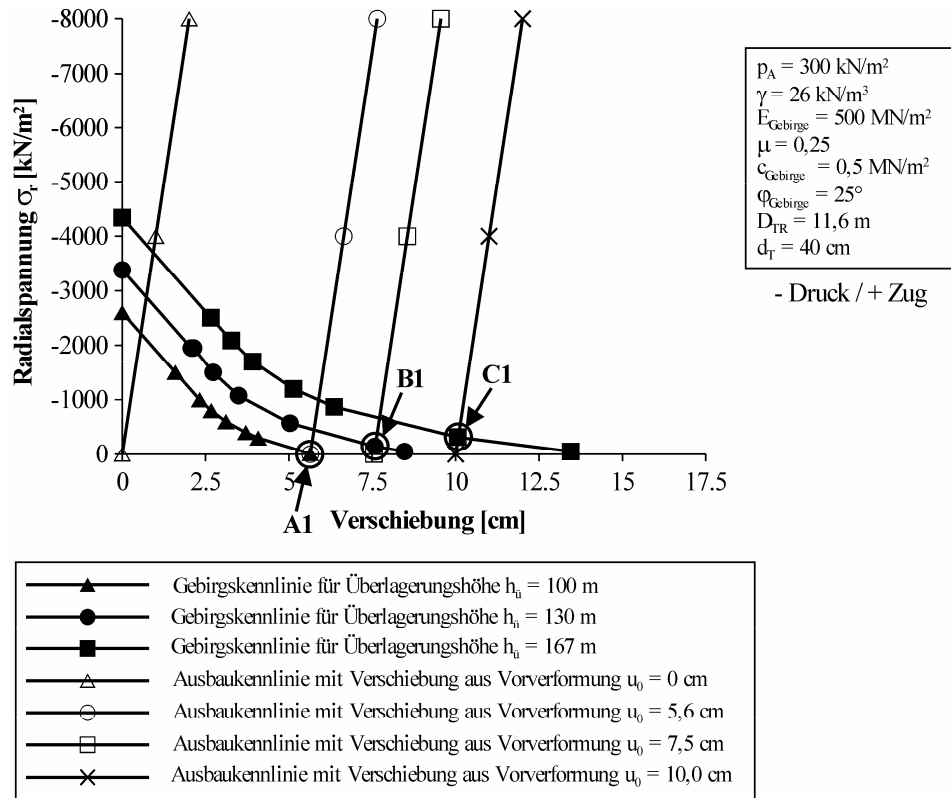


Abb. 8-4: Kennlinienverfahren $E_{\text{Gebirge}} = 500 \text{ MN/m}^2$

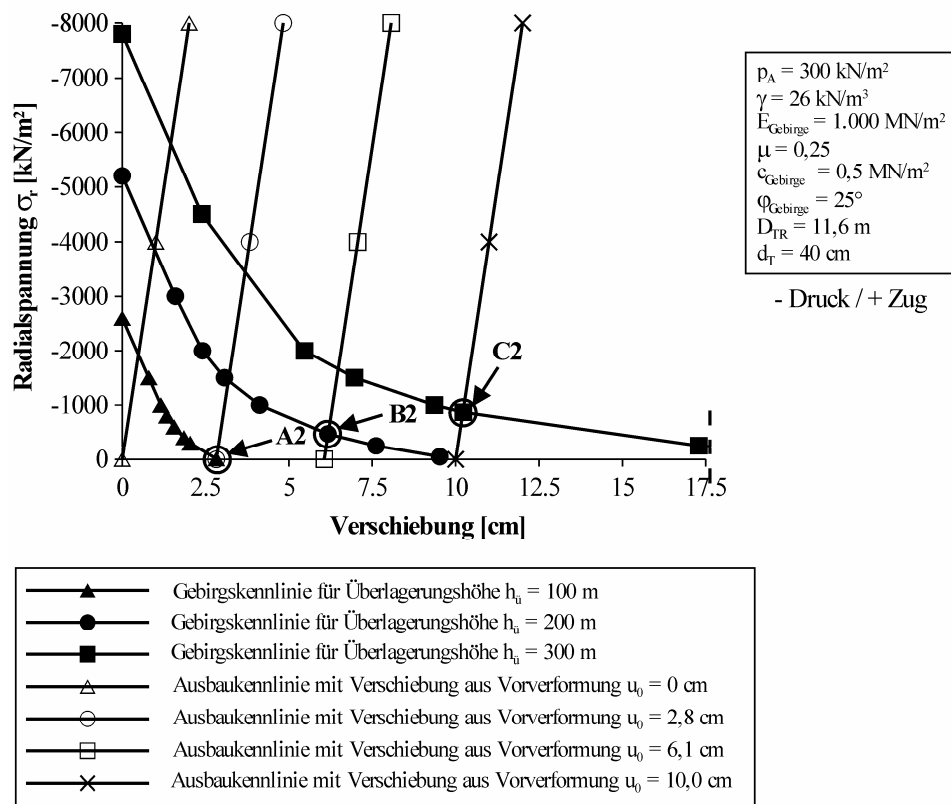


Abb. 8-5: Kennlinienverfahren $E_{\text{Gebirge}} = 1.000 \text{ MN/m}^2$

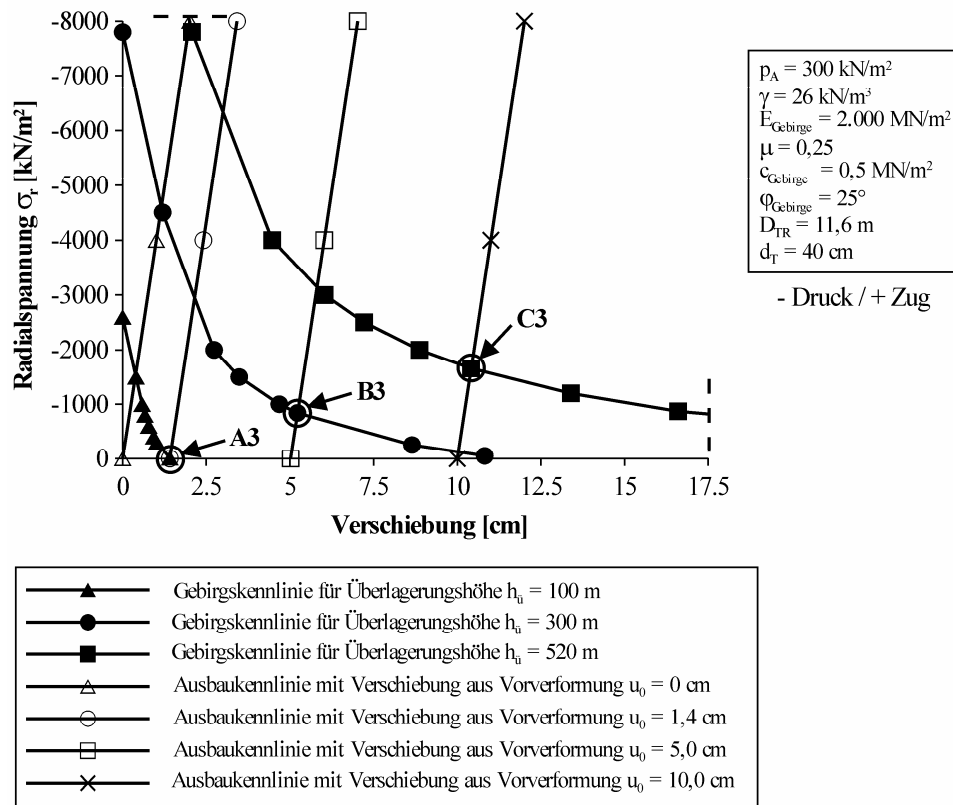


Abb. 8-6: Kennlinienverfahren $E_{\text{Gebirge}} = 2.000 \text{ MN/m}^2$

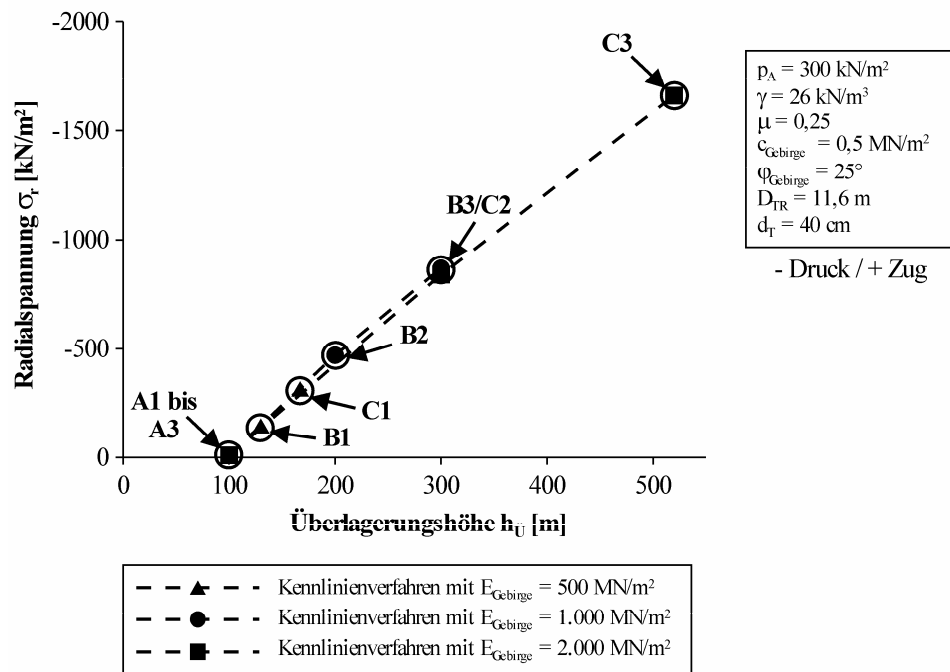


Abb. 8-7: Vergleich Radialspannungen Kennlinienverfahren

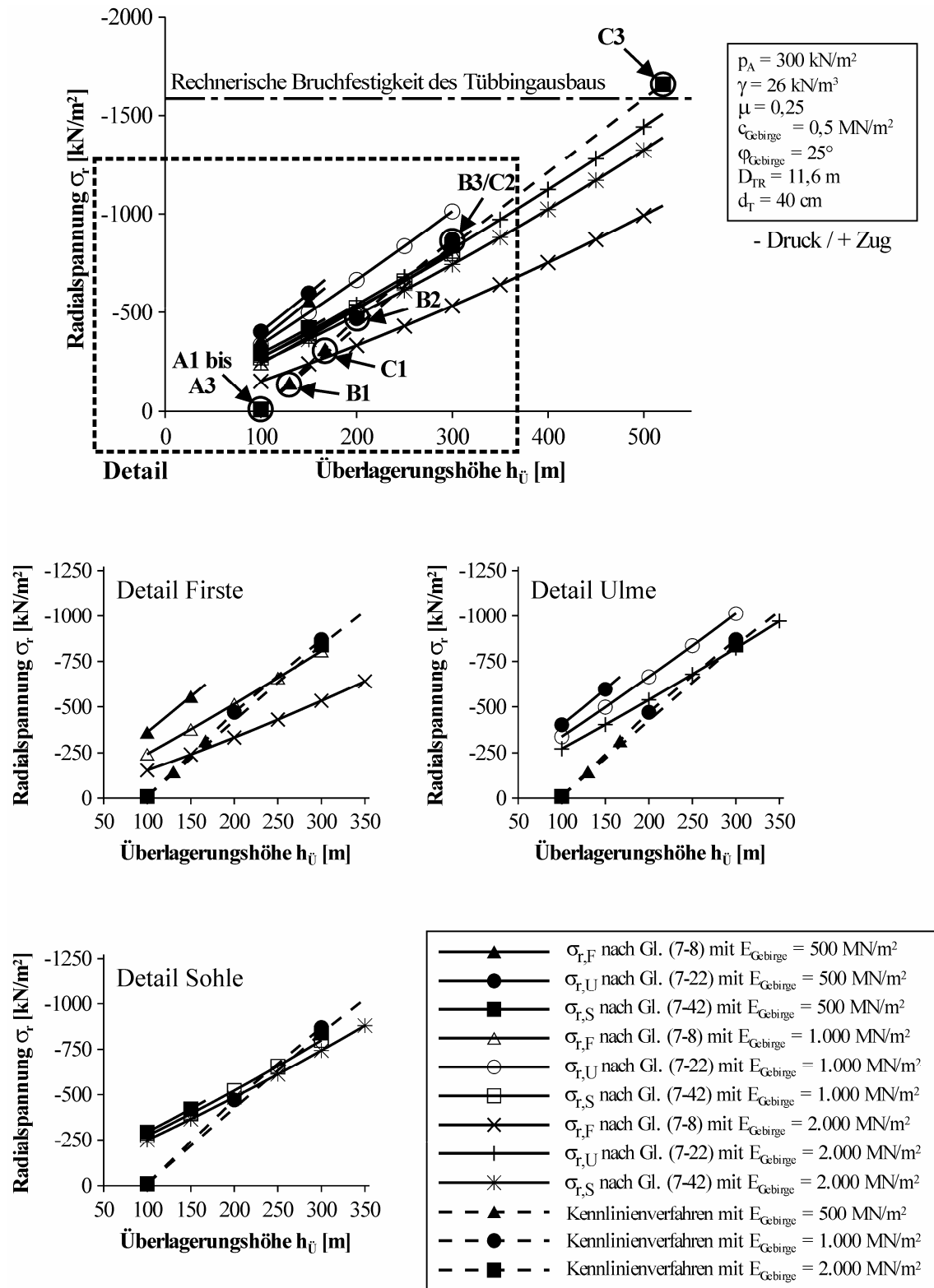


Abb. 8-8: Vergleich Radialspannungen abgeleitete Berechnungsansätze mit Kennlinienverfahren

9 Konzept für die messtechnische Verifikation der Berechnungsansätze

Die in Kap. 7 dargestellten Berechnungsansätze beruhen auf idealisierten Modellen und Berechnungsannahmen, die basierend auf den Recherchen, die in Kap. 2.3 und Kap. 3.2 aufgeführt sind, abgeleitet wurden. Eine Möglichkeit die Berechnungsansätze zu verifizieren, besteht darin anhand von Messdaten, die bei durchgeführten Projekten aufgezeichnet wurden, Rückrechnungen durchzuführen. Bei der Recherche von Projekten, die für eine Rückrechnung aufgrund der Randbedingungen in Frage kommen, zeigte sich, dass es kein Projekt gibt bzw. keine Daten veröffentlicht wurden, bei dem die Gebirgsverschiebungen im Bereich des Schildmantels bei einem maschinellen Vortrieb mit einer TBM-S gemessen wurden. Des Weiteren ist offenkundig, dass hinsichtlich gemessener Gebirgsdrücke im Bereich einer Tübbingsicherung hauptsächlich nur Daten für Projekte im Lockergestein mit geringer Überlagerung vorliegen. In Tab. 9-1 sind die verschiedenen Projekte, die im Zuge der Recherche gefunden wurden, zusammengestellt. Dabei sind auch Projekte aufgeführt, bei denen die Spannungsmessungen nur im Tübbingausbau erfolgten.

Tab. 9-1: Übersicht Projekte Messungen Gebirgs- bzw. Erddrücke, Spannungsmessungen in der Tübbingsicherung

Projekt	Steinstr.-Hbf., Hamburg	Elbtunnel, Hamburg	Davidstr., Hamburg	B 01, Hannover	Tiefdunker Dradenau, Hamburg
Bauzeit	1958-1960	1970-1973	1973-1976	1975-1976	1985-1987
Tunneldurchmesser	6,35 m	10,83 m	6,22 m	6,16 m	4,75 m
maximale Überlagerungshöhe	ca. 12,0 m	ca. 38,0 m	ca. 23,5 m	ca. 11,25 m	ca. 80,0 m
Geologie in Tiefenlage des Tunnels	Geschiebemergel	Geschiebemergel, Sand, Glimmerton	Geschiebemergel, Lehm, Sand	Sand, Kies	Glimmerton
Quelle/Autor	SCHMIDT [1964]	DUDDECK UND JANBEN [1979]	PÄTZOLD UND PETERSEN [1978]	LUX UND MÜLLER [1979]	KAHL [1991]

Das einzige Projekt, bei dem die Randbedingungen Festgestein und eine große Überlagerungshöhe zutreffen, ist der Neubau des Schlüchterner Tunnels (vgl. BREIDENSTEIN UND WIRTZ [2007]). Allerdings ist der Schlüchterner Tunnel derzeit im Bau und dementsprechend sind bis jetzt noch keine detaillierten Messergebnisse verfügbar.

Um die abgeleiteten Berechnungsansätze quantitativ zu verifizieren, ist es notwendig, Projekt begleitend geotechnische Messungen und eine darauf abgestimmte Erkundung des Untergrundes durchzuführen. Im Folgenden wird ein dementsprechendes mögliches Mess- und Erkundungskonzept vorgestellt und erläutert.

9.1 Messkonzept

In Abb. 9-1 und Abb. 9-2 ist das Messkonzept für die Verifikation der entwickelten Berechnungsansätze schematisch dargestellt. Die Annahmen für die Stationierungen der Messquerschnitte MQ Typ A und MQ Typ B beruhen dabei auf dem Einsatz einer Großschildmaschine mit einem Durchmesser des Schildmantels von ca. 12 m. Das Messkonzept sieht die Messungen der Verschiebungen des Gebirges im Bereich des Schildmantels der TBM-S (vgl. Kap. 9.1.1), die Messungen der Verschiebungen im Gebirge (vgl. Kap. 9.1.2), die Messungen der Konvergenzen der Tübbingsicherung (vgl. Kap. 9.1.3) sowie die Messungen der Gebirgsspannungen im Bereich des Schildmantels (vgl. Kap. 9.1.4) und im Bereich der Tübbingsicherung (vgl. Kap. 9.1.5) vor. Zusätzlich sind Messungen der Betonspannungen in den Tübbingringen geplant (vgl. Kap. 9.1.6). Die einzelnen Messeinrichtungen werden in den nachfolgenden Abschnitten beschrieben.

9.1.1 Verschiebungsmessungen im Bereich Schildmantel TBM-S

Zur Verifikation des Kriteriums Verklemmung des Schildmantels ist es notwendig, die tatsächlich auftretenden Verschiebungen im Bereich des Überschnitts über die Schildmantellänge zu bestimmen. Die Messungen der Verschiebung des Gebirges sind daher im unmittelbaren Bereich des Schildmantels durchzuführen. Messungen vor und hinter dem Schildmantel sind für das Kriterium Verklemmung des Schildmantels nur bedingt aussagekräftig.

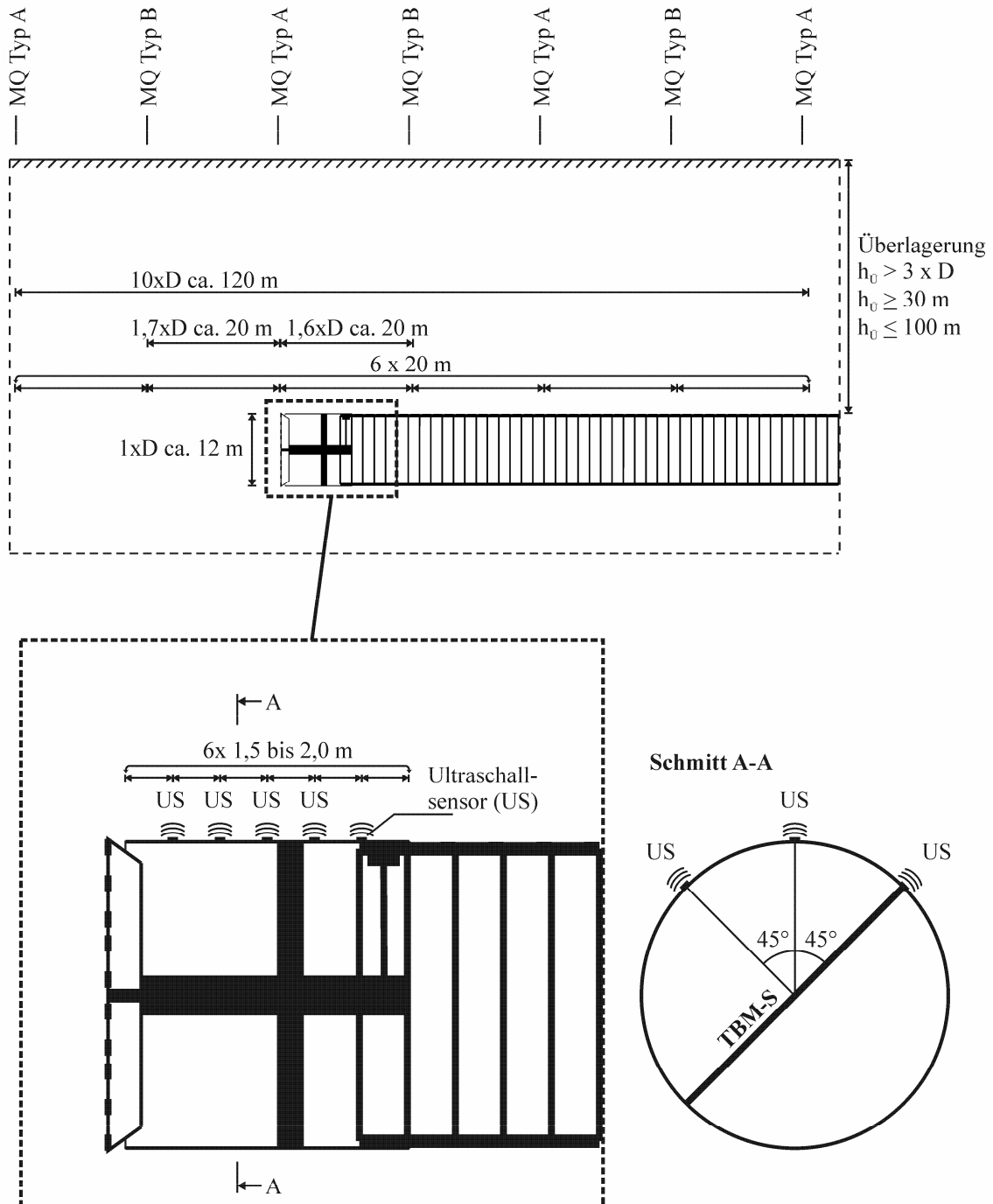
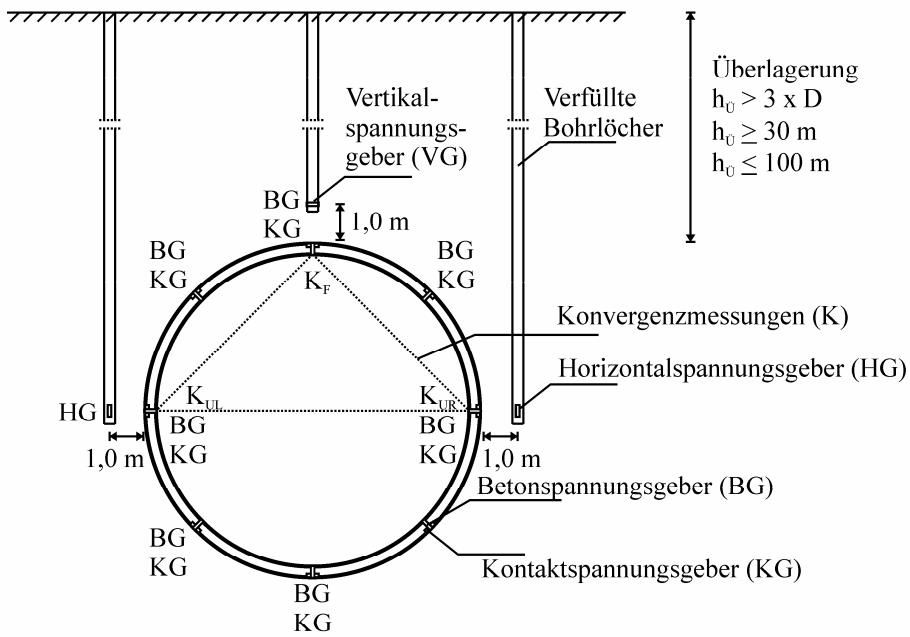


Abb. 9-1: Messkonzept, Längsschnitt, Anordnung der Ultraschallsensoren auf dem Schild-mantel

Messquerschnitt MQ Typ A



Messquerschnitt MQ Typ B

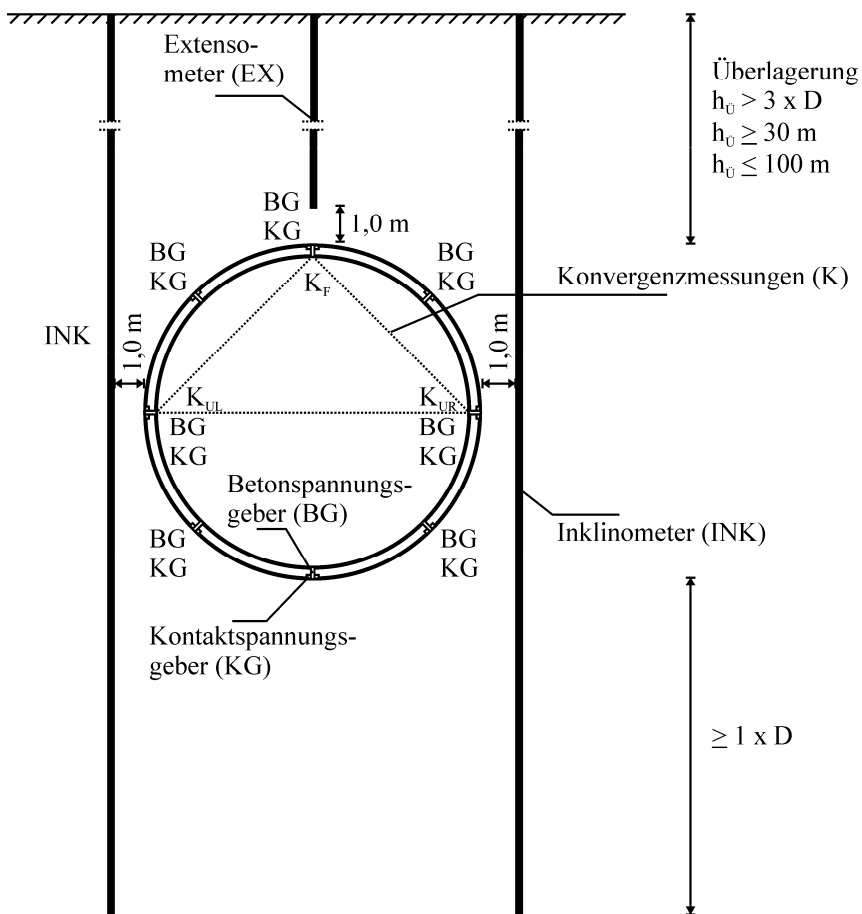


Abb. 9-2: Messkonzept, Messquerschnitte MQ Typ A und MQ Typ B

Eine Möglichkeit zur Bestimmung der Verschiebungen im Gebirge besteht in der Installation von Extensometer. Bei einer hohen Überlagerung besteht allerdings der Nachteil, dass die Kosten für die Installation dementsprechend hoch sind. Ein weiterer gravierender Nachteil ist, dass die Extensometer nur stationär eingebaut werden können und somit dementsprechend viele Extensometer angeordnet werden müssten. Ebenso ein gravierender Nachteil ist, dass der letzte Messpunkt des Extensometers nicht direkt im Bereich des Überschchnitts eingebaut werden darf, da hier die Gefahr besteht, dass der Messpunkt z. B. durch das Überschneidwerkzeug oder durch Abweichung der TBM-S von der Soll-Gradienten zerstört werden kann. Diese Gefahr besteht nicht nur für die Extensometer sondern auch für andere Messgeber, die im unmittelbaren Bereich des Ausbruchs installiert werden.

Eine Alternative dazu besteht in der direkten Installation der Messeinrichtung auf dem Schildmantel. Für die notwendige Abstandsmessung wären indirekte Messverfahren sinnvoll, bei denen z. B. eine Laufzeitmessung von elektromagnetischen Wellen z. B. durch Radarsysteme und Infrarotmessgeräte oder akustische Wellen z. B. durch Ultraschallsensoren vorgenommen wird. Ein Anwendungsbereich in dem z. B. Ultraschallsensoren zur Abstandsmessungen eingesetzt werden, ist die Automobilindustrie für die Fertigung von Einparkassistenten.

Der Vorteil von Ultraschallsensoren ist, dass diese unempfindlich gegenüber Staub, Schmutz, Chemikalien oder Wasser und somit ideal für den Tunnelvortrieb geeignet sind. Der Auflösungsbereich, der von der Frequenz abhängt, ist größer als 1 mm. Daher und aufgrund der kurzen Messintervalle ist die Installation von Ultraschallsensoren auf dem Schildmantel als ideale Lösung zur Abstandsmessung zur Bestimmung der Verschiebungen im Bereich des Schildmantels denkbar.

Der Frequenzbereich der Ultraschallsensoren liegt zwischen 20 kHz und 1 GHz. Zur Beurteilung der Einsetzbarkeit dieses Verfahren ist neben den oben genannten Punkten ebenso wichtig, welche weiteren Emissions- bzw. Schallquellen bedingt durch den eigentlichen Tunnelvortrieb im Bereich des Messsensoren auftreten können. FLANAGAN [1993] und CARNEVALE ET AL. [2000] führten zu dieser Fragenstellung Studien durch, um das Frequenzspektrum der Schallemissionen bei Tunnelvortrieben und im speziellen bei maschinellen Tunnelvortrieben zu bestimmen. Nach diesen Studien traten in den untersuchten Projekten maximale Frequenzen bis 0,1 kHz auf, die damit deutlich unterhalb des Frequenzspektrums des Ultraschalls liegen. Somit stellt der Einsatz von Ultraschallsensoren zur Abstandsmessung zwischen dem Schildmantel und dem Gebirge eine machbare Lösung dar.

In der Abb. 9-1 ist beispielhaft die Anordnung der Ultraschallsensoren auf dem Schildmantel als Längs- und Querschnitt dargestellt. In Querrichtung zur Vortriebsrichtung sind die Sensoren in der Firste und in einem Winkel von 45° bezogen auf die vertikale Achse angeordnet. In Längsrichtung sind jeweils fünf Sensoren vorgesehen. Dabei decken die Sensoren in der Firste die maßgebenden Bereiche ab, da das Kriterium Verklemmung des Schildmantels auf den rechnerischen Verschiebungen in der Firste beruht. Der Bereich in denen die Sensoren in einem Winkel von 45° bezogen auf die vertikale Achse angeordnet sind, dient zur Gewinnung von zusätzlichen Informationen über die Verschiebungen des Gebirges im Schildmantelbereich.

Bei der Wahl der Anzahl der Sensoren auf dem Schildmantel ist bei der Planung zu bedenken, dass eine ausreichende Anzahl von Sensoren vorhanden sein muss, um zu gewährleisten, dass auch Messungen durchgeführt werden können, falls Sensoren z. B. durch mechanische Einwirkungen aus niederbrechenden kleineren Felsteilen ausfallen bzw. zerstört werden.

9.1.2 Verschiebungsmessungen im Gebirge

Um ergänzende Aussagen über die Verschiebungen im Gebirge zu erhalten, ist in den Messquerschnitten MQ Typ B ein Extensometer angeordnet, das auf der Höhe der Firste endet (vgl. Abb. 9-2). Dabei wird davon ausgegangen, dass die maximale Überdeckung geringer als 100 m ist, da entsprechend FECKER [1997] die meisten auf dem Markt erhältlichen Messsysteme eine maximale Messstrecke von 100 m aufweisen. Durch die Extensometermessungen lassen sich die vertikalen Verschiebungen im Gebirge im Bereich der Firste bestimmen. Um Erkenntnisse über die horizontalen Verschiebungen im Gebirge im Bereich der Ulmen zu gewinnen, sind zwei Inklinometer vorgesehen (vgl. Abb. 9-2).

9.1.3 Konvergenzmessungen Tübbingsicherung

Zur Bestimmung des Verformungsverhaltens der Tübbingsicherung sind in jedem Messquerschnitt (vgl. Abb. 9-2) Konvergenzmessungen vorgesehen. Dazu sind drei Konvergenzmesspunkte in der Firste und den Ulmen angeordnet. Auf die Anordnung eines Konvergenzmesspunktes in der Sohle wurde verzichtet, da durch den laufenden Baubetrieb die Gefahr besteht, dass dieser Punkt zerstört bzw. unbrauchbar wird.

9.1.4 Spannungsmessungen im Gebirge Bereich Schildmantel TBM-S

Wie bei den Messungen der Verschiebungen im Bereich des Schildmantels (vgl. Kap. 9.1.1) können die Spannungsmessungen im Gebirge im Bereich des Schildmantels der TBM-S nur eingeschränkt erfolgen bzw. müssen die Spannungsgeber, um eine Beschädigung der Spannungsgeber zu vermeiden, mit einem sicheren Abstand zum Schildmantel eingebaut werden. Die Spannungsgeber werden dazu im Messquerschnitt MQ Typ A im Abstand von 1,0 m zum Schildmantel im Bereich der Firste und im Bereich der Ulfen angeordnet (vgl. Abb. 9-2). Über die Messungen dieser Spannungsgeber können Rückschlüsse auf die Entwicklung der Vertikal- und Horizontalspannungen gezogen werden, die vor dem Ausbruch im Bereich vor der Ortsbrust stattfindet (vgl. Abb. 6-2).

9.1.5 Spannungsmessungen im Gebirge Bereich Tübbingsicherung

Zur Verifikation der Radialspannungen, die im Bereich der Tübbingsicherung auftreten, sind im Messkonzept in den Messquerschnitten MQ Typ A und MQ Typ B acht Kontaktspannungsgeber im Querschnitt vorgesehen (vgl. Abb. 9-2). Die Kontaktspannungsgeber werden auf den Tübbingsegmenten montiert und liegen dann beim Einbau der Tübbinge am Gebirge an. In Abb. 9-3 ist das Prinzip der Anordnung der Kontaktspannungsgeber basierend auf den Empfehlungen von PAUL UND WALTER [2004] dargestellt.

9.1.6 Spannungsmessungen in der Tübbingsicherung

Um Aussagen über die Normalkräfte in der Tübbingsicherung treffen zu können, sind zusätzlich 16 Betonspannungsgeber in den Messquerschnitten MQ Typ A und MQ Typ B berücksichtigt (vgl. Abb. 9-2 und Abb. 9-3).

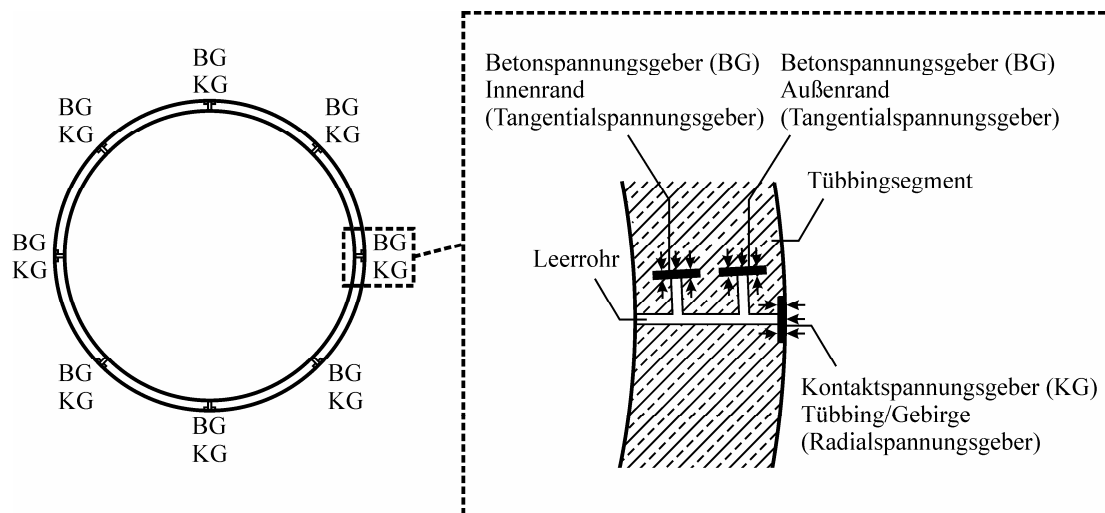


Abb. 9-3: Anordnung der Spannungsgeber im Tübbingsegment (Prinzipskizze)

9.1.7 Messintervalle

Die Messintervalle bzw. die Festlegung der zeitlichen Abstände, in denen die Messungen erfolgen, lassen sich wie folgt definieren. Die Spannungsmessungen, die Verschiebungsmessungen im Gebirge und die Konvergenzmessungen der Tübbingsicherung sind auf einen Bereich von ca. 120 m beschränkt. Unter der Annahme, dass sich im Bereich vom 1,7-fachen Tunneldurchmesser vor der Ortsbrust und vom 1,6-fachen Tunneldurchmesser hinter der Ortsbrust die größten Differenzen in den Gebirgsspannungen und Verschiebungen abzeichnen, ist in kurzen Messintervallen d. h. mindestens stündlich in den betreffenden Messquerschnitten zu messen.

Mit zunehmendem Abstand der Ortsbrust zum Messquerschnitt kann das Messintervall vergrößert werden. Der Abstand sollte dabei größer als der 4-fachen Tunneldurchmessers sein. Dabei dürfte eine tägliche Messung ausreichen. Im Laufe der Langzeitbeobachtungen kann dann das Messintervall entsprechend den Messergebnissen angepasst werden.

Bei den Verschiebungsmessungen im Bereich des Schildmantels mittels der Ultraschallsensoren ist eine permanente Messung der Verschiebungen über den gesamten Vortrieb denkbar. Das Messintervall wird dabei von den Datenspeicherkapazitäten begrenzt.

9.2 Erkundungskonzept

Neben der messtechnischen Erfassung der Verschiebungen und Spannungen sind die felsmechanischen Kennwerte von großer Bedeutung. Dementsprechend ist ein Erkundungsprogramm zu entwerfen, um die felsmechanischen Kennwerte bestimmen zu können. Das Erkundungsprogramm lässt sich in Feld- und Laborversuche untergliedern.

9.2.1 Feldversuche

Für die Installation der Spannungsmessgeber im Gebirge ist es notwendig, Bohrungen durchzuführen. Diese Bohrungen können dazu verwendet werden, Proben für das Laborprogramm zu gewinnen und zusätzliche Bohrlochaufweitungsversuche durchzuführen. Durch die Bohrlochaufweitungsversuche lässt sich der Verformungsmodul des Gebirges bestimmen. Die Bohrungen sind zweckmäßigerweise als orientierte Bohrung herzustellen, um Aussagen zur Orientierung möglicher Trennflächen geben zu können. Als Verfahren lässt sich hierfür bei stark geklüftetem Gebirge das von ROCHA [1971] entwickelte Integral Sampling einsetzen. Alternativ kann bei weniger nachbrüchigem Gebirge das Bohrloch mit einer optischen Bohrlochsonde aufgenommen werden. Die vorgesehene Anzahl der Bohrungen zur Installation der Spannungsgeber ist für die Baugrunderkundung ausreichend.

Ebenso sind Feldversuche zur Bestimmung des Primärspannungszustandes notwendig. Dafür stehen vier Gruppen von Spannungsmessverfahren z. B. Entlastungs- oder Kompensationsmethoden zur Verfügung. Bei den Entlastungsmethoden könnte z. B. die so genannte Doorstopper-Methode zum Einsatz kommen.

Des Weiteren wäre ein Insitu-Triaxialversuch wünschenswert, um die Scherfestigkeiten des Gebirges zu ermitteln. Allerdings sind Insitu-Triaxialversuche sehr aufwendig und kostenintensiv.

Die zuvor genannten Feldversuche sind im Vorfeld der Baumaßnahme durchzuführen. Im Zuge des Vortriebs können weitere Ergebnisse über das anstehende Gebirge durch die Untersuchung des Bohrgutes gewonnen werden.

9.2.2 Laborversuche

In Tab. 9-2 sind die verschiedenen notwendigen Laborversuche zusammengestellt, die dazu dienen, Kennwerte für das Gestein und die Trennflächen zu ermitteln.

Tab. 9-2: Übersicht Laborversuche

Laborversuch	Kenngröße
Einaxialer Druckversuch	Einaxiale Druckfestigkeit E-Modul Gestein Querdehnzahl
Dreiaxialer Druckversuch	Scherfestigkeiten Gestein
Scherversuch	Scherfestigkeiten Trennfläche
Dichtebestimmung	Dichte

9.3 Randbedingungen Projekt

Bei der Auswahl eines geeigneten Projektes ist auf die folgenden Randbedingungen zu achten. Bezogen auf felsmechanische Kennwerte eignet sich ein Projekt, in dem der Tunnel in einem Gebirge aus Sand- oder Kalkstein z. B. in der Molasse der Schweiz zum Liegen kommt. Des Weiteren sollte die Messstrecke in einem Bereich installiert werden, in dem das Gebirge mindestens eine Überlagerungshöhe von 30 m aufweist. Die maximale Überlagerungshöhe sollte bei einer Installation von Extensometer 100 m nicht überschreiten, da die meisten auf dem Markt erhältlichen Systeme maximal auf diese Messstrecke ausgelegt sind.

10 Zusammenfassung und Ausblick

10.1 Zusammenfassende Erkenntnisse

Ziel der Untersuchungen der vorliegenden Arbeit war es, das Spannungsverformungsverhalten des Gebirges bei maschinell aufgefahrenen Tunnelbauwerken mittels einer TBM-S zu analysieren. Dazu wurden umfangreiche numerische Studien basierend auf der Finiten Differenzen Methode mit einem dreidimensionalen Simulationsmodell einer Tunnelbohrmaschine mit Schild durchgeführt (vgl. Kap. 5). Die Annahmen für die geometrischen und stofflichen Parameter für die TBM-S und das Gebirge beruhen dabei auf umfangreiche Literaturrecherchen und auf Herstellerangaben (vgl. Kap. 2.3, Kap. 3.2 und Anhang A).

Die Studien zeigen, dass für die Spannungsumlagerungen im Gebirge die Ausdehnung bzw. die Dimension des ungestützten Bereiches, der beim Auffahren des Tunnels durch den planmäßigen Überschnitt erzeugt wird, entscheidend ist. Je größer bzw. länger dieser ungestützte Bereich ist, desto größer ist die Spannungsumlagerung im Gebirge bzw. desto geringer sind die Gebirgsspannungen, die auf die Tübbingsicherung wirken (vgl. Kap. 5.6.1.6 und Kap. 6). Die maximale Länge des ungestützten Bereichs ist durch die Geometrie der Maschine begrenzt bzw. abhängig vom Zeitpunkt der Ringspaltverfüllung, bei welcher der ungestützte Bereich des Ringspalts geschlossen wird und das Gebirge auf der Tübbingsicherung anliegt. In diesem Fall finden nach Verfüllung des Ringspaltes nur noch vergleichsweise geringe Gebirgsverformungen und die damit verbundene Spannungsumlagerung im Gebirge statt.

Neben diesem Regelfall existieren noch zwei Extremfälle bzw. Abweichungen vom Regelfall. In dem einen Extremfall erfolgt die Ringspaltverfüllung baubetrieblich bedingt zu einem späteren Zeitpunkt, so dass sich die Länge des ungestützten Bereiches vergrößert. Durch die Berechnungsergebnisse lässt sich feststellen, dass dies z. B. bei den Geometrien einer Großschildmaschine nur noch einen geringen Einfluss auf die Spannungsumlagerung im Gebirge hat (vgl. Kap. 5.6.1.7). Im anderen Extremfall verformt sich das Gebirge so stark, dass das Gebirge auf dem Schildmantel aufliegt und sich so der Schildmantel verklemmen kann. In diesem Fall bestehen sehr große Einflüsse auf die Umlagerung der Spannungen im Gebirge (vgl. Kap. 5.6.1.6).

Des Weiteren wurde in den Studien der Einfluss einer Trennflächenschar im Gebirge untersucht (vgl. Kap. 5.6.2). Dabei wird deutlich, dass die Trennflächenorientierung und die Scherfestigkeiten der Trennflächenschar eine sehr starke Auswirkung auf die Größe der Verschiebungen und der Spannungen im Gebirge hat. Hier gibt es die beiden Extremfälle, dass sich für bestimmte Trennflächenorientierungen kein Einfluss auf die

Größe der Verschiebungen und der Spannungen in lokalen Bereichen des Tunnels im Vergleich zu den Berechnungen ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar trotz des Ansatzes sehr geringer Scherfestigkeiten für die Trennflächenschar zeigt. Im Gegensatz dazu ergeben sich für andere Trennflächenorientierungen sehr gravierende Differenzen, wodurch sich die Bedeutung der anisotropen Eigenschaften des Gebirges auf das Spannungsverformungsverhalten des Gebirges bestätigt.

Auf der Grundlage der umfangreichen Berechnungsergebnisse der Sensitivitätsstudien, in denen die einzelnen maßgebenden stofflichen und geometrischen Parameter bestimmt und variiert wurden, erfolgte die Entwicklung analytischer Berechnungsansätze basierend auf Regressionsanalysen (vgl. Kap. 7). Zum einen wurde ein Kriterium definiert, durch welches das Risiko der Verklemmung des Schildmantels abgeschätzt bzw. die Größe des erforderlichen planmäßigen Überschnitts bemessen werden kann. Zum anderen wurden Ansätze für die Radialspannungen des Gebirges für den Regelfall, d. h. für den Fall, dass der Überschnittsbereich über die gesamte Schildmantellänge reicht, aufgestellt. Mit diesen Ansätzen für die Radialspannungen des Gebirges lässt sich eine Bemessung der Tübbingsicherung durchführen. Die entwickelten Ansätze liegen sowohl für den Fall eines isotropen Materialverhaltens des Gebirges als auch für den Fall bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar vor.

Die entwickelten Ansätze für die Radialspannungen des Gebirges zur Bemessung einer Tübbingsicherung wurden mit verschiedenen in der Wissenschaft und Praxis eingeführten Berechnungsansätzen (vgl. Kap. 4) verglichen (vgl. Kap. 8). Dabei ist festzustellen, dass sich sehr deutliche Unterschiede zwischen den in Kap. 4 dargestellten und den neu entwickelten Berechnungsansätzen ergeben.

Die bis jetzt vorliegenden Messdaten durchgeführter Projekte reichen nicht aus, um die berechneten Radialspannungen im Gebirge bzw. Verschiebungen im Bereich des Schildmantels qualitativ und quantitativ beurteilen zu können. Zur Verifikation der entwickelten analytischen Berechnungsansätze wurde zum Abschluss der Arbeit ein umfangreiches Konzept für die messtechnische Überprüfung aufgestellt (vgl. Kap. 9). Im Zuge der Aufstellung des Konzeptes wurde eine technische Lösung zur Erfassung der Gebirgsverschiebungen im Bereich des Schildmantels durch Installation von Ultraschallsensoren auf dem Schildmantel entwickelt.

10.2 Ausblick

Bei den durchgeführten Studien wurden elastoplastische Stoffgesetze verwendet. Die zeitliche Komponente bzw. das zeitliche Verhalten des Gebirges wurde bei der Analyse des Spannungsverformungsverhaltens des Gebirges nicht betrachtet. Daher wären Berechnungen mit viskoplastischen Stoffgesetzen eine sinnvolle Ergänzung. Dies setzt voraus, dass eine entsprechende Datenbasis hinsichtlich der stofflichen Parameter sowie Daten zu den Verschiebungen und Spannungen im Gebirge vorliegen müssen.

Die Untersuchungen bei Berücksichtigung von anisotropen Materialeigenschaften des Gebirges erfolgten hinsichtlich des Einflusses einer Trennflächenschar. Hierzu sollten weitere Untersuchungen durchgeführt werden, um den Einfluss mehrerer Trennflächen beurteilen zu können. Ebenso sollte der Einfluss untersucht werden, der sich aus dem elastischen anisotropen Spannungsverformungsverhalten des Gebirges ergeben kann. Dabei sind die dementsprechenden bereits vorhandenen Stoffgesetze anzuwenden.

Die entwickelten und in Kap. 7 dargestellten Berechnungsansätze liefern Werte für ein homogenes Gebirge. Das heißt, ein Wechsel der Gebirgseigenschaften z. B. durch eine wechselten Geologie ist nicht berücksichtigt. Eine Möglichkeit bzw. ein Vorschlag die entwickelten Berechnungsansätze für einen solchen Fall anwenden zu können, ist im Anhang C dargestellt. Weitergehende Untersuchungen für eine solche Konstellation müssten durchgeführt werden.

Wie unter Kap. 10.1 beschrieben, wurde im Rahmen des Messkonzeptes (vgl. Kap. 9) eine technische Lösung zur Erfassung der Verschiebungen im Gebirge im Bereich des Schildmantels durch Installation von Ultraschallsensoren auf dem Schildmantel entwickelt. In einem möglichen Versuchsprojekt, in dem das unter Kap. 9 beschriebene Messkonzept zum Einsatz kommt, könnte diese Möglichkeit auf Tauglichkeit getestet werden. In einem weiteren Schritt könnte dieses System soweit entwickelt werden, dass es permanent zur Überwachung des Überschnitts im Bereich des Schildmantels zum Einsatz kommt. Darüber hinaus wäre es denkbar, die Erzeugung des planmäßigen Überschnitts durch die Kaliberdisken zu steuern, um so bei Bedarf den Überschnitt zu vergrößern, falls das Gebirge sich stärker verformt als prognostiziert, um damit die Gefahr einer Verklemmung des Schildmantels zu reduzieren. Ebenso könnte auch der planmäßige Überschnitt verkleinert werden, um z. B. bei einem steiferen Gebirge den Hohlraumbereich zu minimieren, der anschließend durch die Ringspaltverfüllung geschlossen werden muss. Dadurch könnte der Materialverbrauch für die Ringspaltverfüllung und die damit verbundenen Kosten reduziert werden.

Literatur

- [1] **BALLA, A., 1963:** Rock Pressure Determination from Shearing Resistance, Proceedings International Conference Soil Mechanics, Budapest, S. 461 ff.
- [2] **BARLA, G., 2000:** Lessons learnt from the excavation of a large diameter TBM tunnel in complex hydrogeological conditions, GeoEng 2000, Melbourne.
- [3] **BARLA, G., PELIZZA, S., 2000:** TBM TUNNELLING IN DIFFICULT GROUND CONDITIONS Giovanni Barla, GeoEng 2000, Melbourne.
- [4] **BARLA, G., 2001:** Tunnelling under squeezing rock conditions Giovanni Barla Eurosummer-School in Tunnel Mechanics, Innsbruck.
- [5] **BARTON, N. R., LIEN, R., LUNDE, J., 1974:** Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support, Rock Mechanics Vol. 6, No. 4, S. 189-239.
- [6] **BATUGIN, S. A., NIRENBURG, R. K., 1972:** Approximate relation between the elastic constants of anisotropic rocks and the anisotropy parameters, Soviet Mining Science, 8(1), S. 5-9.
- [7] **BAUDENDISTEL, M., 1979:** Zum Entwurf von Tunnel mit großen Ausbruchquerschnitt, Rock Mechanics Suppl. 8, S. 75-100.
- [8] **BAUDENDISTEL, M., 1984:** Die Bedeutung der freien Stützweite im Tunnelbau, Felsbau, Band 2 (1984), S. 78-83.
- [9] **BIERBAUMER, A., 1913:** Die Dimensionierung des Tunnelmauerwerkes, Verlag Engelmann, Berlin.
- [10] **BILLIG, B., GIPPERICH, C., WULFF, M., SCHAAB, A., 2007:** Ausbausysteme für den maschinellen Tunnelausbau in druckhaftem Gebirge, Taschenbuch für den Tunnelbau 2008, Verlag Glückauf GmbH, Essen.
- [11] **BIENIAWSKI, Z. T., 1989:** Engineering Rock Mass Classifications, John Wiley & Sons.
- [12] **BONNARD, D., 1960:** Experimentelle Untersuchung des Erddruckes auf den Tunnel, Schweizerische Bauzeitung 10 (1960).
- [13] **BREIDENSTEIN, M., WIRTZ, C., 2007:** Neubau des Schlüchterner Tunnels: Aktueller Stand und Erfahrungen aus den Spannungsmessungen im Tunnelaus-

- bau, STUVA-Tagung 2007: Tunnel verbinden, Forschung + Praxis, Band 42, S. 118-122.
- [14] **CAI, M., HORII, H., 1993:** A Constitutive Model and FEM Analysis of Jointed Rock Masses, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics, Vol. 30, No. 4, S. 351-359.
- [15] **CARNEVALE, M., YOUNG, G., HAGER, J., CARNEVALE, M. C., 2000:** Monitoring of TBM-induced ground vibrations, North American Tunneling 2000, S 215-224.
- [16] **CHEN, E.P., 1989:** A computational model for jointed media with orthogonal sets of joints, Journal of Applied Mechanics, Vol. 56, S. 25-32.
- [17] **DAMMANN, P., DISTELMEIER, H., 1986:** Bau der Verbindungsleitung zwischen den Klärwerken Köhlbrandhöft und Dradenau in Hamburg, Baugrundtagung 1986 in Hamburg, DGEG, S. 541-572.
- [18] **DE BRUYN, D., BUYENS, M., NEERDAEL, B., 1989:** Teststollenbau in tiefer tertiärer Tonlage, Tunnel 1/1989, S. 22-31.
- [19] **DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR UNTERIRDISCHES BAUEN (DAUB), 1997:** Empfehlungen zur Auswahl und Bewertung von Tunnelvortriebsmaschinen, Tunnel 5/1997, S. 20-35.
- [20] **DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR UNTERIRDISCHES BAUEN (DAUB) - Arbeitskreis Schildstatik, 2005:** Empfehlungen für statische Berechnungen von Schildvortriebsmaschinen, Tunnel 7/2005, S. 44-59.
- [21] **DGEG, 1975:** Wörterbuch der Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Verlag Glückauf GmbH, Essen 1975.
- [22] **DGEG, 1976:** Ingenieurgeologische und felsmechanische Untersuchungen, Taschenbuch für den Tunnelbau 1977, Verlag Glückauf GmbH, Essen.
- [23] **DGEG, 1979:** Empfehlungen für den Felsbau unter Tage der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Taschenbuch für den Tunnelbau 1980, Verlag Glückauf GmbH, Essen.
- [24] **DGEG, 1980:** Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980) der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Taschenbuch für den Tunnelbau 1980, Verlag Glückauf GmbH, Essen.

-
- [25] **DGGT, 1995:** Empfehlungen des Arbeitskreises Tunnelbau ETB, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- [26] **DUDDECK, H. 1979:** Zu den Berechnungsmodellen für die Neue Österreichische Tunnelbauweise (NÖT), Rock Mechanics, Suppl. 8 (1979).
- [27] **DUDDECK, H., JANBEN, P., 1979:** Berechnungen und In-Situ-Messungen der Schildstrecke Elbtunnel Hamburg, STUVA-Tagung 1979, Forschung + Praxis, Band 23, S. 147-157.
- [28] **ENGESSER, F., 1882:** Über den Erddruck gegen innere Stützwände, Deutsche Bauzeitung.
- [29] **ESZTO, P., 1939:** Mechanische Komponenten der Gesteinsverformungen, Lapok Verlag, Budapest.
- [30] **FECKER, E., REIK, G., 1987:** Baugeologie, Ernst Verlag, Stuttgart.
- [31] **FECKER, E., 1997:** Geotechnische Messgeräte und Feldversuche im Fels, Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart.
- [32] **FENNER, R., 1938:** Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdruckes, Glückauf 74 (1938), S. 681-695 und S. 705-715.
- [33] **FLAC^{3D}, 2005:** Manuals, FLAC3D Version 3.0, 1st Edition, Itasca Consulting Group, Inc., Mill Place, 111 Third Avenue South, Suite 450, Minneapolis, Minnesota, 55401 (USA).
- [34] **FLANAGAN, R. F., 1993:** Ground vibration from TBMs and shields, Tunnels & Tunnelling 10 (1993), S. 30-33.
- [35] **FORCHHEIMER, P., 1882:** Über Sanddruck und Bewegungserscheinungen im Inneren trockenen Sandes, Zeitschrift Ö. I. A. V..
- [36] **FOSSUM, A. F., 1985:** Effective Elastic Properties for a Randomly Jointed Rock Mass, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics, Vol. 22, No. 6, S. 467-470.
- [37] **GERRARD, C. M., 1982:** Equivalent Elastic Moduli of a Rock Mass Consisting of Orthorhombic Layers, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics, Vol. 19, S. 9 -14.

- [38] **GIRMSCHIED, G., 2000:** Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- [39] **GIRMSCHIED, G., 2002:** Hochleistungsvortrieb im Tunnelbau TBM-Systeme, Der Bauingenieur, Band 77 (2002), S. 173-183.
- [40] **GOODMAN, R. E., 1980:** Introduction to Rock Mechanics, John Wiley and Sons, New York.
- [41] **GRAZIANI, A., CAPATA, A., ROMUALDI, P., 2007:** Analysis of Rock-TBM-Lining Interaction in Squeezing Rock, Felsbau, Band 25 (2007), S. 22-31.
- [42] **GRÜBL, P., WEIGLER, H., KARL, S., 2001:** Beton - Arten, Herstellung und Eigenschaften. 2. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin
- [43] **GYSEL, M., 1977:** A Contribution to the Design of a Tunnel Lining in Swelling Rock, Rock Mechanics 10 (1977), S. 55-71.
- [44] **HAMBURGER, H., WEBER, W., 1992:** Tunnelvortrieb mit Vollschnitt- und Erweiterungsmaschinen für große Durchmesser im Felsgestein, Taschenbuch für den Tunnelbau 1993, Verlag Glückauf GmbH, Essen.
- [45] **HAROSY, T., 1958:** Entwurf von Tunneln aus Beton, MTA Oszt. Közlemények, Budapest, 23, Heft 1-2 (1958).
- [46] **HERRENKNECHT, M., WEHMEYER, G., 2001:** Entwicklung der Tunnelbohrmaschinen im Hartgestein, Taschenbuch für den Tunnelbau 2002, Verlag Glückauf GmbH, Essen.
- [47] **HERRENKNECHT AG:** Bahnbrechende Vortriebstechnik für unterirdische Verkehrssysteme, Unterlagen Firmenpräsentation.
- [48] **HOEK, E., BRAY, J. W., 1974:** Rock Slope Engineering, Institution of Mining and Metallurgy, London.
- [49] **HOUSKA, J., 1960:** Beitrag zur Theorie der Erddrücke auf das Tunnelmauerwerk, Schweizerische Bauzeitung 78 (1960), S. 607-609.
- [50] **IFTIMIE, T., 1994:** Prefabricated lining, conceptional analysis and comparative studies for optimal solution, Proc. of the ITA International Congress Tunnelling and Ground Conditions, April 1994, Kairo, Ägypten, S. 339-346.

-
- [51] **INTERNATIONAL TUNNELING ASSOCIATION (ITA), 1988:** Guidelines for the Design of Tunnels, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 3, No. 3, S. 237-249.
- [52] **INTERNATIONAL TUNNELING ASSOCIATION (ITA), 2000:** Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 15, No. 3, S. 303-331.
- [53] **JAKY, J., 1925:** Die theoretische Böschung und ihre Anwendung im Tiefbau, Közlönye, Heft 7/12.
- [54] **KAHL, M., 1988:** Realistische Beurteilung der Standsicherheit und wirtschaftliche Bemessung von Tunneln in überkonsolidierten Tonen aus Primärspannungsmessungen, Abschlußbericht gefördert von der Deutschen Forschungsgemeinschaft im Rahmen des Schwerpunktprogramms „Spannungs-, Verformungs- und Standsicherheitsprobleme im Tunnelbau“, Geschäftszeichen: Si 243/15-1, Ka 348/13-2.
- [55] **KAHL, M., 1991:** Primär- und Sekundärspannungszustände in überkonsolidiertem Ton, Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft Nr. 36.
- [56] **KASTNER, H., 1971:** Statik des Tunnel- und Stollenbaues auf der Grundlage geomechanischer Erkenntnisse, Berlin.
- [57] **KIRSCH, G., 1898:** Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre, Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 29 (1898), S. 797-807.
- [58] **KOLYMBAS, D., 1998:** Geotechnik - Tunnelbau und Tunnelmechanik, Springer Verlag, Berlin.
- [59] **KOLYMBAS, D., 2005:** Tunnelling and Tunnel Mechanics, Springer Verlag, Berlin.
- [60] **KOMMERELL, O., 1940:** Statische Berechnung von Tunnelmauerwerk, Berlin.
- [61] **KONIETZKY, H., 2001:** Numerische Simulationen in der Geomechanik mittels expliziter Verfahren, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg, Heft 2001-2.

- [62] **KOVARI, K., 1972:** Methoden der Dimensionierung von Untertagebauten, Berichte des Internationalen Symposiums für Untertagebauten, Luzern.
- [63] **KOVARI, K., 1985:** Probleme der Gebirgsverformung bei der Anwendung von Vollvortriebsmaschinen im Fels, Sonderdruck aus SIA-Dokumentation 91: Tunnel- und Stollenbau im Fels mit Vollvortriebsmaschinen, Sammelband der Referate der FGU-Studientagung (SIA-Fachgruppe für Untertagebau), 23. Januar 1985, ETH-Zürich, S. 55-71.
- [64] **KOVARI, K., 1986a:** Probleme der Gebirgsverformung bei der Anwendung von Vollvortriebsmaschinen im Fels, Teil 1, Tunnel 3/1986, S. 236-244.
- [65] **KOVARI, K., 1986b:** Probleme der Gebirgsverformung bei der Anwendung von Vollvortriebsmaschinen im Fels, Teil 2, Tunnel 4/1986, S. 289-298.
- [66] **KOVARI, K., FECHTIG, R., AMSTAD, C., 1993:** Experience with large Diameter Tunnel Boring Machines in Switzerland, Options for Tunnelling 1993, Developments in Geotechnical Engineering, 74, Elsevier Science Publishers B. V., S. 485-496.
- [67] **KOVARI, K., 1996:** Gebirgsdruck im Tunnelbau, Schweiz. Techn. Zeitschrift 11/96, Zürich, S. 22-24.
- [68] **KOVARI, K., 1997:** Tunnelbau in druckhaftem Gebirge, Separatdruck aus Dokumentation SIA D 0143, Bern, S. 41-45.
- [69] **KOVARI, K., 2001:** Tunnelling Switzerland, Bertelsmann Fachzeitschriften GmbH, Gütersloh.
- [70] **KULATILAKE, H. S. W., WANG, S., STEPHANSSON, O., 1993:** Effect of Finite Size Joints on the Deformability of Jointed Rock in Three Dimensions, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics, Vol. 30, No. 5, S. 479-501.
- [71] **LABHART, T. P., 2001:** Geologie der Schweiz, 5. Auflage, Ott Verlag, Thun.
- [72] **LAMA, R. D., VUTUKURI, V. S., 1978:** Handbook on Mechanical Properties of Rocks, Vol. II, Trans Technical Publication, Schweiz.
- [73] **LEITNER, R., PÖTSCH, M., SCHUBERT, W., 2006:** Aspects on the Numerical Modelling of Rock Mass Anisotropy in Tunnelling, Felsbau, Band 24 (2006), S. 59-65.

- [74] **LOMBARDI, G., 1972:** Einige Bemerkungen bezüglich des Gebirgsdruckes auf den Ausbau, Berichte des Internationalen Symposiums für Untertagebauten, Luzern.
- [75] **LOMBARDI, G., 1974a:** The Problems of Tunnel Supports, Sitzungsberichte des 3. Kongresses der Internationalen Gesellschaft für Geomechanik, Denver, Colorado, 01.-07.11.1974, S. 109-115.
- [76] **LOMBARDI, G., 1974b:** Tunnel Support, Sitzungsberichte des 3. Kongresses der Internationalen Gesellschaft für Geomechanik, Denver, Colorado, 01.-07.11.1974, S. 1518-1527.
- [77] **LOMBARDI, G., 1974c:** Berücksichtigung der räumlichen Einflüsse im Bereich der Ortsbrust, 1. Nationale Tagung über Felshohlraumbau, Essen, S. 75-92.
- [78] **LOMBARDI, G., 1981:** Bau von Tunneln bei großen Verformungen des Gebirges, Congress on Tunnelling, Düsseldorf, 11.-13.06.1981, S. 353-384.
- [79] **LOMBARDI, G., 2000:** Entwicklung der Berechnungsverfahren im Tunnelbau, Bauingenieur, Band 75 (2000), Heft 7/8, S. 60-79.
- [80] **LOOS, W., BRETH, H., 1949:** Kritische Betrachtung des Tunnel- und Stollenbaus und der Berechnung des Gebirgsdruckes, Der Bauingenieur 24 (1949), S. 129-135.
- [81] **LUX, K. H., 1978:** Messungen in situ und daraus resultierende theoretische Überlegungen zum Tragverhalten schildvorgetriebener Tunnel mit Gusseisenauskleidung, Die Bautechnik 55 (1978), S. 378-384.
- [82] **LUX, K. H., MÜLLER, K., 1979:** Schildvortriebsstrecke Baulos B 01 in Hannover – Bauausführung und Messungen in situ -, Die Bautechnik 56 (1979), S. 379-388.
- [83] **MAIDL, B., 1988a:** Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus, Band I, 2. Auflage, Verlag Glückauf GmbH, Essen.
- [84] **MAIDL, B., 1988b:** Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus, Band II, 2. Auflage, Verlag Glückauf GmbH, Essen.
- [85] **MAIDL, B., HERRENKNECHT, M., ANHEUSER, L., 1995:** Maschineller Tunnelbau im Schildvortrieb, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.

- [86] **MAIDL, B., SCHMID, L., RITZ, W., HERRENKNECHT, M., 2001:** Tunnelbohrmaschinen im Hartgestein, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- [87] **MAIDL, B., 2004a:** Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus, Band I, 3. Auflage, Verlag Glückauf GmbH, Essen.
- [88] **MAIDL, B., 2004b:** Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus, Band II, 3. Auflage, Verlag Glückauf GmbH, Essen.
- [89] **MAILLART, R., 1923:** Über Gebirgsdruck, Schweizerische Bauzeitung 4 (1923).
- [90] **MEIBNER, H., 1991:** Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., Geotechnik 14 (1991), S. 1ff.
- [91] **MEIBNER, H., 1996:** Tunnelbau unter Tage, Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik, Abschnitt 2, Geotechnik 19 (1996), S. 99ff.
- [92] **MÜLLER, L., 1963:** Der Felsbau, 1. Band, Theoretischer Teil, Felsbau über Tage 1. Teil, Enke Verlag, Stuttgart.
- [93] **MUIR WOOD, A. M., 1975:** The circular tunnel in elastic ground, Geotechnique 25 (1), S. 115-127.
- [94] **NELSON, P. N., O'ROURKE, T. D., FLANAGAN, R. F., KULHAWY, F. H., INGRAFFEA, R. F., 1984:** Tunnel boring machine performance study, Report No. UMTA-06-0100-84-1, US Department of Transportation, Washington, DC.
- [95] **NEUMANN, R., 1964:** Geologie für Bauingenieure, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- [96] **NEW, B. M., 1982:** Vibrations caused by underground construction, Tunnelling 82, London, S. 217-229.
- [97] **NISHIDA, T., MATSUMURA, Y., MIYANAGA, Y., HORI, M., 1982:** Rockmechanical Viewpoint on Excavation of pressure Tunnel by Tunnel Boring Machine, ISRM Symposium Rockmechanics: Caverns and Pressure Shafts, Aachen 1982, Vol. II, S. 815ff.

-
- [98] **ODA, M., 1993:** Elastic Stress and Strain in Jointed Rock Masses by Means of Crack Tensor Analysis, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 26, S. 89-112.
- [99] **ODA, M., 1996:** Modern Developments in Rock Structure Characterization, *Comprehensive Rock Engineering*, Vol. 1, Pergamon Press London, S. 185-200.
- [100] **PACHER, F., 1964:** Deformationsmessungen im Versuchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaus, *Rock Mechanics*, Suppl. 1, S. 149ff.
- [101] **PACHER, F., 1976:** Anwendung der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise in nicht standfestem Gebirge, *Aktueller Tunnelbau in nicht standfestem Gebirge 1975*, Zürich.
- [102] **PANDE, G. N., XIONG, W., 1982:** An improved multi-laminate model of jointed rock masses, *International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, Zürich, September, S. 218-225.
- [103] **PAUL, A., WALTER, F., 2004:** Messung der Spannungsänderung im Fels und an Felsbauwerken mit Druckkissen, *Empfehlungen Nr. 19 des Arbeitskreises 3.3 „Versuchstechnik Fels“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik, Bautechnik 81 (2004)*, S. 639ff.
- [104] **PÄTZOLD, J., PETERSEN, G., 1978:** Messungen an einem schildvorgetriebenen Tunnel des City-S-Bahn, *Die Bautechnik 55 (1978)*, S. 290-294 u. S.350-357.
- [105] **RAMONI, M., ANAGNOSTOU, G., 2006:** On the feasibility of TBM drives in squeezing ground, *Tunnelling and Underground Space Technology 21 (2006)*, No. 3-4, S. 262ff.
- [106] **RAMONI, M., ANAGNOSTOU, G., 2007:** Tunnelbohrmaschinen in druckhaftem Gebirge, *Der Bauingenieur 5 (2007)*, S. 38-40.
- [107] **RAMONI, M., ANAGNOSTOU, G., 2007:** The effect of advance rate on shield loading in squeezing ground, *Underground space – The 4th dimension of metropolises*, *ITA World Tunnel Congress 2007, Prague, Volume 1*, S. 673-677.
- [108] **REUTER, F., KLENGEL, J., PASEK, J., 1992:** *Ingenieurgeologie*, Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie GmbH, Leipzig, Stuttgart.

- [109] **RITTER, W., 1879:** Statik der Tunnelgewölbe, Berlin.
- [110] **ROCHA, M., 1971:** A Method of Integral Sampling of Rock Masses, Rock Mechanics, Vol. 3, No. 1, S. 1-12.
- [111] **ROKAHR, R. B., LUX, K. H., 1986:** Zur Vorbemessung tiefliegender Tunnel im Fels, Taschenbuch für den Tunnelbau 1986, Verlag Glückauf GmbH, Essen.
- [112] **ROKAHR, R. B., LUX, K. H., 1987:** Zur Vorbemessung tiefliegender Tunnel im Fels, Taschenbuch für den Tunnelbau 1987, Verlag Glückauf GmbH, Essen.
- [113] **RUTSCHMANN, W., 1974:** Mechanischer Tunnelvortrieb im Festgestein, VDI-Verlag, Düsseldorf.
- [114] **SAUER, G., 1976:** Spannungumlagerung und Oberflächensenkung beim Vortrieb von Tunneln mit geringer Überdeckung, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 67.
- [115] **SCHMIDT, H., 1964:** Erddruckmessungen an den nach der Schildbauweise hergestellten U-Bahn-Tunneln unter den Gleisen südlich des Hamburger Hauptbahnhofes, Die Bautechnik 41 (1964), S. 305-309.
- [116] **SCHMID, L., 2006:** TBM-Vortrieb im Fels - Möglichkeiten und Grenzen, Geotechnik 29 (2006), S. 194-198.
- [117] **SCHMITT, J., STAHLMANN, J., GATTERMANN, J., 2005:** Numerische Studien zur Entwicklung von Gebirgsdruckansätzen für Tunnelbohrmaschinen mit Schild, 12. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 17.03.2005 in Darmstadt, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt, Heft 71, S. 47-56.
- [118] **SCHMITT, J., STAHLMANN, J., REHM, U., HERRENKNECHT, M., 2008:** Untersuchungen zur Porenwasserdruckentwicklung im Bereich der Ortsbrust bei maschinellen Tunnelvortrieben, Die Bautechnik 85 (2008), S. 64-75.
- [119] **SCHWEIGER, H., 1994:** Ein Beitrag zur Anwendung der Finite-Elemente-Methode in der Geotechnik, Habilitationsschrift eingereicht an der Technischen Universität Graz.

- [120] **SEEBER, G., KELLER, S., 1979:** Berechnung von Tunnelauskleidungen am Beispiel des Arlberg Straßentunnels, Proc. 4, Conf. ISRM, Montreux 1979, Vol. II, S. 595-605.
- [121] **SHARP, J. C., 1997:** Design Considerations and Parameters for the Analysis of TBM Excavation Segmental Lining Systems, Felsbau, Band 15 (1997), S. 198-204.
- [122] **SINGH, B., 1972:** Continuum Characterization of Jointed Rock Masses, Part 1 und 2, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics, Vol. 10, S. 311-349.
- [123] **STINI, J., 1950:** Tunnelbaugeologie, Springer Verlag, Wien.
- [124] **SUQUET, A., 1920:** Annales des Ponts et Chausees, Heft 4-6.
- [125] **SZECHY, K., 1963:** Angenäherte Bestimmung des Gebirgsdruckes auf Grund einer statischen Analogie, Proceedings International Conference Soil Mechanics, Budapest, S. 521ff.
- [126] **SZECHY, K., 1969:** Tunnelbau, Springer Verlag, Wien.
- [127] **TERZAGHI, K. V., 1942:** Shield Tunnels of the Chicago Subway, J. Boston Soc. Engrs. No. 3.
- [128] **TERZAGHI, K. V., 1946:** Theoretical soil mechanics, John Wiley & Sons, New York.
- [129] **TRÜMPY, R., 1980:** Geology of Switzerland A Guide Book, Part A: An Outline of the Geology of Switzerland, Wepf & Co. Publishers, Basel.
- [130] **U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1997:** Engineering and Design, Tunnels and Shafts in Rock, CECW-EG, Engineer Manual 1110-2-2901, Department of the Army, Washington, 30. May 1997.
- [131] **VAVROVSKY, G.-M., 1994:** Gebirgsdruckentwicklung, Hohlraumverformung und Ausbaudimensionierung, Felsbau, Band 12 (1994), S. 312-329.
- [132] **VIGL, A., 2003:** TBM Support in Squeezing Rock A Convergence Compatible Segmental Lining System, Felsbau, Band 21 (2003), S. 14-18.
- [133] **WITTKKE, W., 1984:** Felsmechanik, Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels, Springer Verlag, Berlin.

- [134] **WITTKE, W., WITTKE-GATTERMANN, P., 2006:** Risiken bei TVM-Vortrieben im klüftigen Fels, Geotechnik 29 (2006), S. 185-193.
- [135] **WITTKE, W., DRUFFEL, R., ERICHSEN, C., GATTERMANN, J., KIEHL, J., SCHMITT, D., TEGELKAMP, M., WITTKE, M., WITTKE-GATTERMANN, P., WITTKE-SCHMITT, B., 2006:** Statik und Konstruktion maschineller Tunnelvortriebe, Verlag Glückauf GmbH, Essen.
- [136] **WOLF, W., GOLIASCH, R., 2003:** Überschneideinrichtungen auf Hartgesteins-TBM, Felsbau, Band 21 (2003), S. 147-154.
- [137] **ZHU, W., WANG, P., 1993:** Finite Element Analysis of Jointed Rock Masses and Engineering Application, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics, Vol. 30, No. 5, S. 537-544.
- [138] **ZIENKIEWICS, O. C., PANDE, G. N.: 1977:** Time dependent Multilaminate model of Rocks - A numerical Study of Deformation and Failure of Rock Masses, International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 1, S. 219-247.

Zitierte Normen

DIN 1045 (1988-07): Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung

DIN 1045-1 (2001-07): Teil 1–4, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton

Anhang A**Anhang A1 Zusammenstellung Recherche Kenngrößen Sandstein**

Tab. A1-1: Raumgewicht Sandstein

Bezeichnung	Herkunft	Raumgewicht [t/m ³]	Quelle
Sandstein, trocken	-	2,00 - 2,60	STINI [1950]
Sandstein	-	1,90 - 2,70	FECKER UND REIK [1987]
Sandstein	-	2,10 - 2,50	SZECHY [1969]
Sandstein	Alaska, USA	2,89	LAMA UND VUTUKURI [1978]
Sandstein	Utah, USA	2,20	LAMA UND VUTUKURI [1978]
Sandstein, fein gekörnt	Shimogo, Japan	2,42 - 2,57	NISHIDA ET AL. [1982]
Sandstein, grob gekörnt	Shimogo, Japan	2,55 - 2,60	NISHIDA ET AL. [1982]

Tab. A1-2: Elastizitätsmodul Gestein Sandstein

Bezeichnung	Herkunft	Elastizitätsmodul Gestein [MN/m ²]	Quelle
Sandstein	Rorschach, Schweiz	36.000	RUTSCHMANN [1974]
Sandstein	Rorschach, Schweiz	18.000	RUTSCHMANN [1974]
Sandstein	White Pine, USA	42.000	RUTSCHMANN [1974]
Sandstein	Zürich, Schweiz	5.000	RUTSCHMANN [1974]
Sandstein	Sihltal, Schweiz	12.000	RUTSCHMANN [1974]
Sandstein	-	19.300	GOODMAN [1980]
Sandstein	-	8.000 - 18.000	NEUMANN [1964]
Sandstein	-	15.000 - 17.000	SZECHY [1969]
Sandstein	-	6.000 - 71.000	REUTER ET AL. [1992]
Sandstein	Alaska, USA	10.500	LAMA UND VUTUKURI [1978]
Sandstein	Utah, USA	21.400	LAMA UND VUTUKURI [1978]
Sandstein	Bözberg, Schweiz	23.700	GYSEL [1977]
Sandstein, fein gekörnt	Shimogo, Japan	1.900 - 12.000	NISHIDA ET AL. [1982]
Sandstein, grob gekörnt	Shimogo, Japan	8.500 - 18.000	NISHIDA ET AL. [1982]

Tab. A1-3: Elastizitätsmodul Gebirge Sandstein

Bezeichnung	Herkunft	Beanspruchung	Elastizitätsmodul Gebirge [MN/m ²]	Quelle
Sandstein	Waldshut, Deutschland	-	3.000 - 19.500	MÜLLER [1963]
Molasse Sandstein	Rossens, Schweiz	Parall. Schicht	1.800 - 3.600	MÜLLER [1963]
Molasse Sandstein	Rossens, Schweiz	Senkr. Schicht	1.300 - 2.600	MÜLLER [1963]
Sandstein	Imfout, Marokko	Senkr. Schicht	19.000	MÜLLER [1963]
Sandstein, mittlere Klüftigkeit	Mingtang, China	Senkr. Schicht	5.000	WITTKE [1984]
Sandstein, mittlere Klüftigkeit	Mingtang, China	Parall. Schicht	10.900	WITTKE [1984]
Sandstein, starke Klüftigkeit	Mingtang, China	Parall. Schicht	3.200	WITTKE [1984]
Sandstein	Altmühl, Deutschland	-	1.500	WITTKE [1984]

Tab. A1-4: Elastizitätsmodul Gestein für transversales isotropes Materialverhalten Sandstein

Bezeichnung	Herkunft	Elastizitätsmodul x Gestein [MN/m ²]	Elastizitätsmodul y Gestein [MN/m ²]	Quelle
Sandstein	-	15.700	9.600	BATUGIN UND NIRENBURG [1972]

Tab. A1-5: Querdehnzahl Sandstein

Bezeichnung	Herkunft	Querdehnzahl [-]	Quelle
Sandstein	-	0,38	GOODMAN [1980]
Sandstein	-	0,07 - 0,12	SZECHY [1969]
Sandstein	Wyom, USA	0,17	MÜLLER [1963]
Sandstein	Va., USA	0,22 - 0,30	MÜLLER [1963]
Sandstein	Altmühl, Deutschland	0,15	WITTKE [1984]
Sandstein, fein gekörnt	Shimogo, Japan	0,25 - 0,36	NISHIDA ET AL. [1982]
Sandstein, grob gekörnt	Shimogo, Japan	0,18 - 0,23	NISHIDA ET AL. [1982]

Tab. A1-6: Querdehnzahl Gestein für transversales isotropes Materialsverhalten Sandstein

Bezeichnung	Herkunft	Querdehnzahl ν_x Gestein [-]	Querdehnzahl ν_z Gestein [-]	Quelle
Sandstein	-	0,28	0,21	BATUGIN UND NIRENBURG [1972]

Tab. A1-7: Einaxiale Druckfestigkeit Sandstein

Bezeichnung	Herkunft	Einaxiale Druckfestigkeit [MN/m ²]	Quelle
Sandstein	Rorschach, Schweiz	140	RUTSCHMANN [1974]
Sandstein	Rorschach, Schweiz	69	RUTSCHMANN [1974]
Sandstein	White Pine, USA	135	RUTSCHMANN [1974]
Sandstein	Zürich, Schweiz	18	RUTSCHMANN [1974]
Sandstein	Sihltal, Schweiz	154	RUTSCHMANN [1974]
Sandstein	-	10 - 50	FECKER UND REIK [1987]
Sandstein, trocken	-	50 - 180	STINI [1950]
Sandstein	-	40 - 280	NEUMANN [1964]
Sandstein	-	10 - 120	SZECHY [1969]
Sandstein	-	10 - 290	REUTER ET AL. [1992]
Sandstein	Alaska, USA	39	LAMA UND VUTUKURI [1978]
Sandstein	Utah, USA	107	LAMA UND VUTUKURI [1978]
Sandstein	Bözberg, Schweiz	56	GYSEL [1977]
Sandstein, fein gekörnt	Shimogo, Japan	11 - 49	NISHIDA ET AL. [1982]
Sandstein, grob gekört	Shimogo, Japan	31 - 126	NISHIDA ET AL. [1982]

Tab. A1-8: Zugfestigkeit Sandstein

Bezeichnung	Herkunft	Zugfestigkeit [MN/m ²]	Quelle
Sandstein	Rorschach, Schweiz	15	RUTSCHMANN [1974]
Sandstein	Rorschach, Schweiz	8	RUTSCHMANN [1974]
Sandstein	White Pine, USA	17	RUTSCHMANN [1974]
Sandstein	Zürich, Schweiz	3	RUTSCHMANN [1974]
Sandstein	Sihltal, Schweiz	7	RUTSCHMANN [1974]
Sandstein	Berea, USA	1,17	GOODMAN [1980]
Sandstein	-	0,3 - 1,1	FECKER UND REIK [1987]
Sandstein	-	1,5 - 6	SZECHY [1969]
Sandstein	Alaska, USA	11	LAMA UND VUTUKURI [1978]

Tab. A1-9: Gesteinsscherfestigkeiten Sandstein

Bezeichnung	Herkunft	Reibungswinkel Gestein [°]	Kohäsion c' Gestein [MN/m ²]	Quelle
Sandstein	Berea, USA	27,8	27,2	GOODMAN [1980]
Sandstein, trocken	-	-	4 - 10	STINI [1950]
Sandstein	-	-	2 - 6	SZECHY [1969]
Sandstein	Bözberg, Schweiz	29	13,8 / Rest 5,4	GYSEL [1977]

Tab. A1-10: Gebirgsscherfestigkeiten Sandstein

Bezeichnung	Herkunft	Reibungswinkel Gebirge [°]	Kohäsion c' Gebirge [MN/m ²]	Quelle
Sandstein, parallel zur Kluft	-	60	0,1	REUTER ET AL. [1992]
Sandstein, Kluft	-	50	1,0	BARTON ET AL. [1974]
Sandstein, Schichtung	-	45	0,8	BARTON ET AL. [1974]

Anhang A2 Zusammenstellung Recherche Kenngrößen Kalkstein

Tab. A2-1: Raumgewicht Kalkstein

Bezeichnung	Herkunft	Raumgewicht [t/m ³]	Quelle
Kalkstein	-	2,09	GOODMAN [1980]
Kalkstein	-	1,70 - 2,80	FECKER UND REIK [1987]
Kalkstein, dicht fest	-	2.65 - 2.70	STINI [1950]
Kalkstein, minder fest	-	2.40 - 2.60	STINI [1950]
Kalkstein	-	2,60 - 2,85	SZECHY [1969]
Kalkstein	-	1,55 - 2,30	SZECHY [1969]
Kalkstein	Deutschland	2,62	LAMA UND VUTUKURI [1978]
Kalkstein	Indiana, USA	2,30	LAMA UND VUTUKURI [1978]

Tab. A2-2: Elastizitätsmodul Gestein Kalkstein

Bezeichnung	Herkunft	Elastizitätsmodul Gestein [MN/m ²]	Quelle
Kalkstein, biomikritisch	Simmental, Schweiz	70.000	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein, biomikritisch	Herbern, Deutschland	7.500	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein	Chicago, USA	55.000	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein	Chicago, USA	81.000	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein (Schrattenkalk)	Vierwaldstättersee, Schweiz	83.000	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein (Drusbergkalk)	Vierwaldstättersee, Schweiz	60.000	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein (Kieselkalk)	Vierwaldstättersee, Schweiz	67.000	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein (Drusbergkalk)	Vierwaldstättersee, Schweiz	79.000	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein, mergelig	Zürich, Schweiz	13.000	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein	-	28.500	GOODMAN [1980]
Kalksteine (mesozoisch)	-	40.000 - 74.000	NEUMANN [1964]
Kalksteine (paläozoisch)	-	62.000 - 92.000	NEUMANN [1964]
Kalkstein	-	50.000 - 80.000	SZECHY [1969]
Kalkstein	-	16.000 - 90.000	REUTER ET AL. [1992]
Kalkstein	Deutschland	63.800	LAMA UND VUTUKURI [1978]
Kalkstein	Indiana, USA	27.000	LAMA UND VUTUKURI [1978]
Kalkstein	Bözberg, Schweiz	24.000	GYSEL [1977]

Tab. A2-3: Elastizitätsmodul Gebirge Kalkstein

Bezeichnung	Herkunft	Beanspruchung	Elastizitätsmodul Gebirge [MN/m ²]	Quelle
Kalkstein	Cancano, Italien	-	6.000 - 32.400	MÜLLER [1963]

Tab. A2-4: Elastizitätsmodul Gestein für transversales isotropes Materialsverhalten Kalkstein

Bezeichnung	Herkunft	Elastizitätsmodul x Gestein [MN/m ²]	Elastizitätsmodul y Gestein [MN/m ²]	Quelle
Sandstein	-	39.800	36.000	BATUGIN UND NIRENBURG [1972]

Tab. A2-5: Querdehnzahl Kalkstein

Bezeichnung	Herkunft	Querdehnzahl [-]	Quelle
Kalkstein	-	0,29	GOODMAN [1980]
Kalkstein	-	0,10 - 0,20	SZECHY [1969]
Kalkstein	-	0,12	SZECHY [1969]
Kalkstein	Ariz., USA	0,20 - 0,31	MÜLLER [1963]
Kalkstein	Eniwetok, USA	0,13 - 0,23	MÜLLER [1963]
Kalkstein	Ariz. USA	0,19 - 0,27	MÜLLER [1963]
Kalkstein	UTAH, USA	0,12 - 0,37	MÜLLER [1963]
Kalkstein	W. Virg., USA	0,21	MÜLLER [1963]
Kalkstein	UTAH, USA	0,17	MÜLLER [1963]

Tab. A2-6: Querdehnzahl Gestein für transversales isotropes Materialsverhalten Kalkstein

Bezeichnung	Herkunft	Querdehnzahl yx Gestein [-]	Querdehnzahl zx Gestein [-]	Quelle
Kalkstein	-	0,18	0,25	BATUGIN UND NIRENBURG [1972]

Tab. A2-7: Einaxiale Druckfestigkeit Kalkstein

Bezeichnung	Herkunft	Einaxiale Druckfestigkeit [MN/m ²]	Quelle
Kalkstein, biomikritisch	Simmental, Schweiz	154	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein, biomikritisch	Herbern, Deutschland	62	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein	Chicago, USA	187	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein	Chicago, USA	238	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein (Schrattenkalk)	Vierwaldstättersee, Schweiz	203	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein (Drusbergkalk)	Vierwaldstättersee, Schweiz	162	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein (Kieselkalk)	Vierwaldstättersee, Schweiz	362	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein (Drusbergkalk)	Vierwaldstättersee, Schweiz	339	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein, mergelig	Zürich, Schweiz	61	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein	-	20 - 180	FECKER UND REIK [1987]
Kalkstein, dicht fest	-	80 - 200	STINI [1950]
Kalkstein, minder fest	-	40 - 90	STINI [1950]
Kalksteine (mesozoisch)	-	180 - 280	NEUMANN [1964]
Kalkstein	-	50 - 200	SZECHY [1969]
Kalkstein	-	4 - 60	SZECHY [1969]
Kalkstein	-	20 - 240	REUTER ET AL. [1992]
Kalkstein	Deutschland	64	LAMA UND VUTUKURI [1978]
Kalkstein	Indiana, USA	53	LAMA UND VUTUKURI [1978]

Tab. A2-8: Zugfestigkeit Kalkstein

Bezeichnung	Herkunft	Zugfestigkeit [MN/m ²]	Quelle
Kalkstein, biomikritisch	Simmental, Schweiz	17,5	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein, biomikritisch	Herbern, Deutschland	8	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein	Chicago, USA	19	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein	Chicago, USA	28	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein (Schrattenkalk)	Vierwaldstättersee, Schweiz	19	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein (Drusbergkalk)	Vierwaldstättersee, Schweiz	16,5	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein (Kieselkalk)	Vierwaldstättersee, Schweiz	26,5	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein (Drusbergkalk)	Vierwaldstättersee, Schweiz	33,5	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein, mergelig	Zürich, Schweiz	6,5	RUTSCHMANN [1974]
Kalkstein	Indiana, USA	1,58	Goodman [1980]
Kalkstein	-	2,1 - 10	FECKER UND REIK [1987]
Kalkstein	-	4,0 - 7,0	SZECHY [1969]
Kalkstein	-	1,0 - 3,5	SZECHY [1969]
Kalkstein	Deutschland	4,0	LAMA UND VUTUKURI [1978]
Kalkstein	Indiana, USA	4,1	LAMA UND VUTUKURI [1978]

Tab. A2-9: Gesteinsscherfestigkeiten Kalkstein

Bezeichnung	Herkunft	Reibungswinkel Gestein [°]	Kohäsion c' Gestein [MN/m ²]	Quelle
Kalkstein	Indiana, USA	42	6,72	GOODMAN [1980]
Kalkstein, dicht fest	-	-	5 - 12	STINI [1950]
Kalkstein, minder fest	-	-	3 - 8	STINI [1950]
Kalkstein	-	-	3 - 7	SZECHY [1969]
Kalkstein	-	-	1,5 - 3,5	SZECHY [1969]
Kalkstein	Bözberg, Schweiz	30	42,6 Rest 12,2	GYSEL [1977]

Tab. A2-10: Gebirgsscherfestigkeiten Kalkstein

Bezeichnung	Herkunft	Reibungswinkel Gebirge [°]	Kohäsion c' Gebirge [MN/m ²]	Quelle
Kalkstein, Kluft ohne Füllung	-	40	0,7	REUTER ET AL. [1992]
Kalkstein, Kluft mit Zerreibsel	-	22 - 27	0,1 - 0,3	REUTER ET AL. [1992]
Kalkstein, mit toniger Füllung	-	11 - 17	0 - 0,1	REUTER ET AL. [1992]
Kalkstein mit toniger Füllung, 6 mm	-	Rest 13	Rest 0,0	BARTON ET AL. [1974]
Kalkstein mit toniger Füllung, 10 - 20 mm	-	13 - 14	0,1	BARTON ET AL. [1974]
Kalkstein mit toniger Füllung, <1 mm	-	17 - 21	0,05 - 0,2	BARTON ET AL. [1974]
Kalkstein mit mergeliger Füllung, 20 mm	-	25 / Rest 15 - 24	0	BARTON ET AL. [1974]

Anhang B Beispiel Regressionsverfahren zur Ableitung analytischer Ansätze

Der vorliegende Anhang B veranschaulicht exemplarisch das methodische Vorgehen für das Aufstellen des Regressionsmodells am Beispiel des analytischen Ansatzes zur Prognose der Verklemmung des Schildmantels. Für den Ansatz haben die in Tab. B-1 dargestellten Parameter den maßgebenden Einfluss auf die Ergebnisgröße u_{Firste} . Ebenso sind in der Tab. B-1 die Anzahl der Stützstellen bzw. die Anzahl der variierten Werte der maßgebenden Parameter aufgelistet.

Bei der Auswertung der Berechnungen zeigt sich, dass in Abhängigkeit von der Überlagerungshöhe die Berechnungsergebnisse durch eine Polynomfunktion dritten Grades beschrieben werden können (vgl. Gl. (B-1)). Dabei geht für die unabhängige Variable x die Überlagerungshöhe $h_{\text{Ü}}$ ein. Als Ergebnis ergibt sich für die abhängige Variable y die Verschiebung u_{Firste} .

Tab. B-1: Übersicht maßgebende Einflussfaktoren / Anzahl der Stützstellen / Einflussfaktoren

Einflussparameter	Stützstellen	Einflussfaktoren
Überlagerungshöhe $h_{\text{Ü}}$	6	-
E-Modul Gebirge E_{Gebirge}	6	α_1
Kohäsion Gebirge c_{Gebirge}	5	α_2
Reibungswinkel Gebirge φ_{Gebirge}	6	α_3
Wichte Gebirge γ	4	α_4

Gl. (B-1):
$$y = a \times x^3 + b \times x^2 + c \times x + d$$

Die Abb. B-1 zeigt exemplarisch die Regressionsfunktionen für die Variationen des E-Moduls des Gebirges.

Für diese Regressionsfunktionen, die als Ebene 1 definiert werden, erfolgt die Bestimmung der Koeffizienten a , b , c und d , die in einer Matrix abgelegt werden. In der Matrix werden die Koeffizienten entsprechend der Abb. B-2 bezeichnet.

Im nächsten Schritt werden die Koeffizienten der Regressionsfunktionen der Ebene 1 in Abhängigkeit der Einflussfaktoren α_1 bis α_4 verglichen. Beim Vergleich wird versucht die Abhängigkeit durch mathematische Funktionen zu beschreiben. In Abb. B-3 ist z. B.

der funktionale Zusammenhang für den E-Modul, der als Einflussfaktor α_1 bezeichnet wird, dargestellt. Diese Funktionen werden als Funktionen der Ebene 2 bezeichnet.

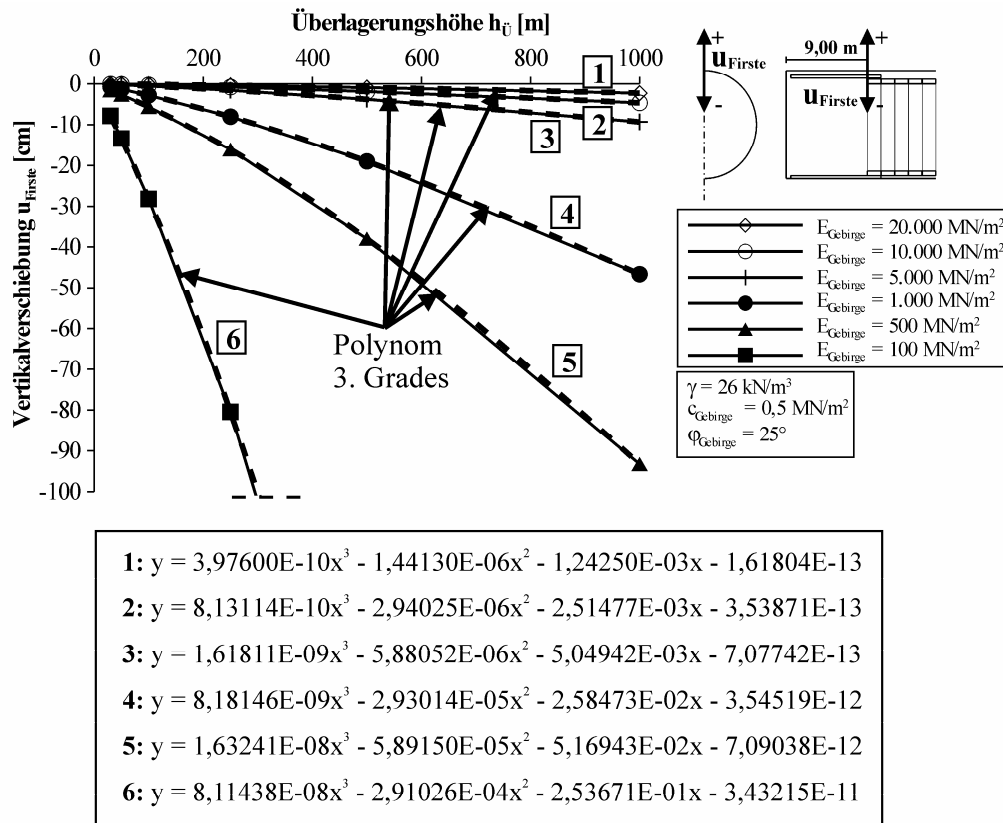


Abb. B-1: Beispiel Regressionsfunktionen

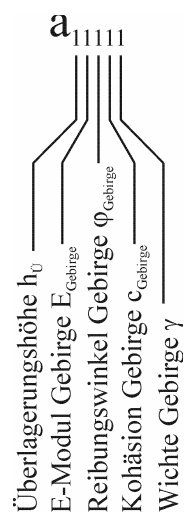


Abb. B-2: Bezeichnung Indizes für Koeffizientenmatrix

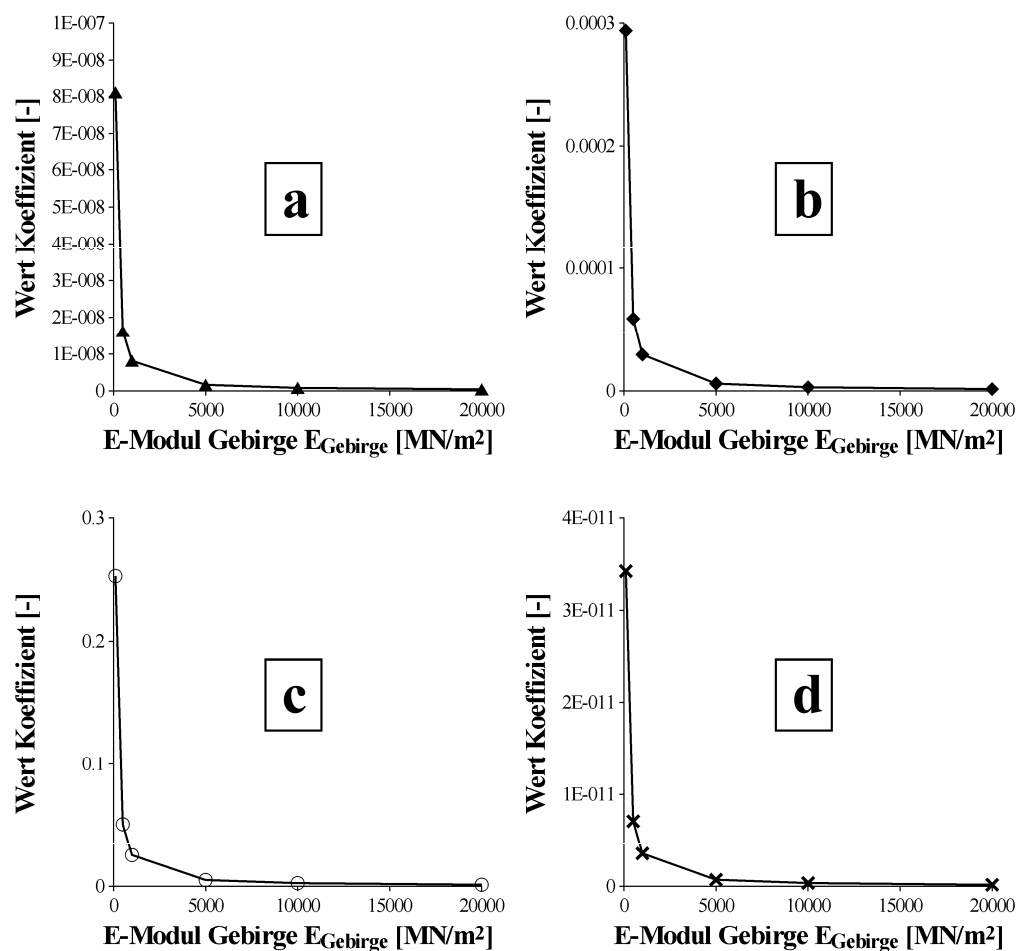


Abb. B-3: Funktionaler Zusammenhang Koeffizienten E-Modul

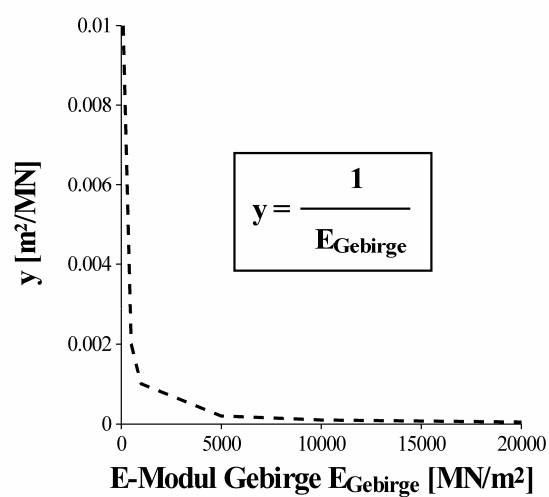


Abb. B-4: Abhängigkeit der Koeffizienten vom Kehrwert des E-Moduls

Beim Kriterium Prognose der Verklemmung des Schildmantels zeigt sich, dass die Koeffizienten a , b , c und d der Regressionsfunktion proportional abhängig vom Kehrwert des E-Moduls sind (vgl. Abb. B-4).

Für den Einflussfaktor α_2 der Kohäsion des Gebirges ergibt sich, dass der funktionale Zusammenhang für die Koeffizienten a , b und d als Potenzfunktion und für den Koeffizienten c als Geradenfunktion beschrieben werden kann. Die Abhängigkeit für den Einflussfaktor α_2 dem Reibungswinkel des Gebirges lässt sich im Gegensatz zu den anderen analytischen Ansätzen nicht über eine mathematische Funktion definieren. Daher wurde dafür eine Tabelle (vgl. Tab. 7-5) mit entsprechenden Beiwerten entwickelt. Die Wichte des Gebirges, welche als Einflussfaktor α_4 definiert wurde, lässt sich über eine Geradengleichung steuern.

Die einzelnen mathematischen Funktionen für die verschiedenen Einflussfaktoren α_1 bis α_4 , die aus dem Koeffizientenvergleich bestimmt wurden, bedingen untereinander eine Abhängigkeit, wobei zwischen den einzelnen Einflussfaktoren Proportionalitäten bestehen. So ist festzustellen, dass z. B. zwischen den mathematischen Funktionen des E-Moduls des Gebirges und der Kohäsion des Gebirges eine annähernd lineare Proportionalität vorhanden ist. Die Koppelungen der einzelnen mathematischen Funktionen für die verschiedenen Einflussfaktoren α_1 bis α_4 bilden das Regressionsmodell. Das Regressionsmodell bzw. die Koeffizienten des Regressionsmodells werden durch einen iterativen Prozess angepasst. Dabei werden die Koeffizienten der einzelnen Regressionsfunktionen der Ebene 2 variiert, so dass eine vorgegebene Fehlergrenze nicht überschritten wird. Anschließend erfolgt die Überprüfung der Fehlergrenze für das Regressionsmodell, in dem die berechneten Werte des Regressionsmodells mit allen berechneten Werten der numerischen Berechnung verglichen werden. Dies wird so lange durchgeführt, bis sich ein minimaler Fehler für das Regressionsmodell ergibt. Die Darstellung der Überprüfung kann dabei numerisch als auch visuell geschehen. In Abb. B-5 ist exemplarisch das Ergebnis der visuellen Überprüfung als Beispiel für die in Tab. B-2 angegebenen Varianten dargestellt.

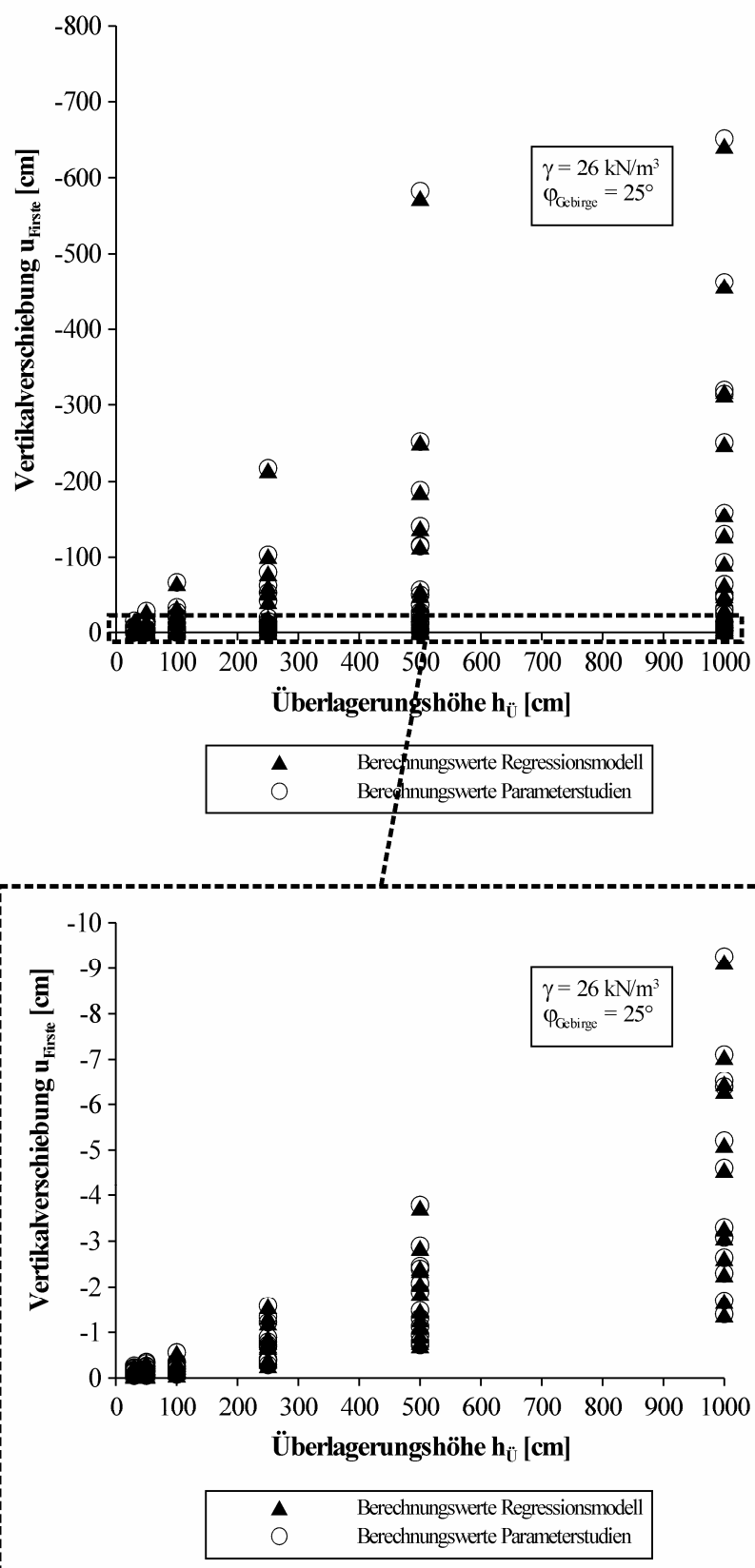


Abb. B-5: Überprüfung Güte Regressionsmodell

Tab. B-2: Übersicht Variationen für visuelle Überprüfung Regressionsmodell

Überlagerungshöhe $h_{\tilde{U}}$ [m]	E-Modul Gebirge E_{Gebirge} [MN/m ²]	Kohäsion Gebirge c_{Gebirge} [MN/m ²]
30	100	0,1
50	500	0,3
100	1.000	0,5
250	5.000	1,0
500	10.000	2,0
1.000	20.000	

Der mögliche minimale Fehler des Regressionsmodells wird als Sicherheitsfaktor bei der endgültigen analytischen Formel mit berücksichtigt. Dies bedeutet, dass z. B. bei dem Kriterium Prognose der Verklemmung des Schildmantels ein Sicherheitsfaktor von $\eta_{\text{RK}} = 1,02$ angesetzt wird. Damit ergeben sich bei einer Verschiebung von $u_{\text{Firste}} = 10$ cm zusätzlich ca. 2 mm Verschiebung.

Anhang C Berechnungsbeispiel zur Ermittlung eines Vorentlastungsfaktors

Entsprechend den Anmerkungen in Kap. 11.2 liefern die in Kap. 7 dargestellten Berechnungsansätze Werte für ein homogenes Gebirge. Das heißt ein Wechsel der Gebirgseigenschaften z. B. durch eine wechselnde Geologie ist nicht berücksichtigt. Im Folgenden wird ein Vorschlag aufgezeigt, die entwickelten Berechnungsansätze für einen solchen Fall anwenden zu können.

Mit ebenen numerischen Berechnungsmodellen ist es relativ einfach eine Situation wie sie in Abb. C-6 zu sehen ist, zu berechnen.

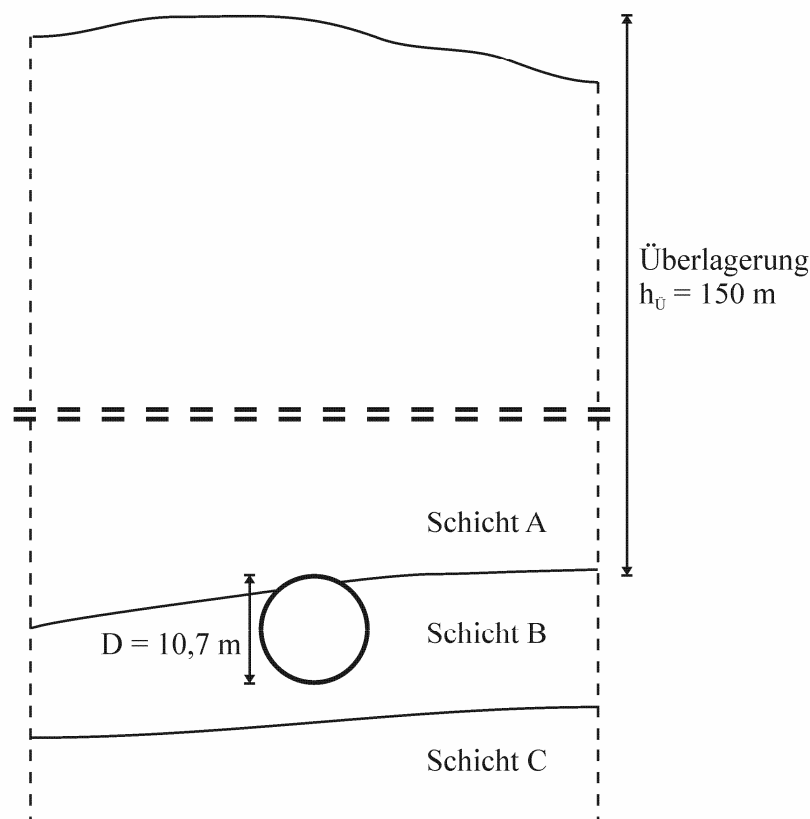


Abb. C-6: Beispiel Vorentlastungsfaktor: Schichtenverlauf

Für die ebenen Modelle ist es notwendig eine Vorentspannung des Gebirges abzuschätzen, um die räumliche Tragwirkung simulieren zu können. Für den Ansatz einer Vorentspannung haben sich zwei Verfahren etabliert. Im Stützlastverfahren werden die Stützkkräfte aus dem Primärspannungszustand für den Ausbruchsbereich vermindert. Im zweiten Verfahren, dem Stützkernverfahren, wird die Steifigkeit des Ausbruchsbereichs verringert (vgl. MEIBNER [1996]).

Die Abschätzung des Vorentlastungsfaktors kann über die in Kap. 7 dargestellten Ansätze geschehen. Dazu ist es erforderlich im ersten Schritt das Kriterium Verklemmung des Schildmantels zu überprüfen.

Entsprechend Gl. (7-1) ergibt sich eine Verschiebung $u_{\text{Firste}} = 2,76$ cm bei Ansatz der Kennwerte der Schicht A entsprechend Tab. C-3. Bei einem planmäßigen Überschnitt von 10 cm ist damit das Kriterium erfüllt, so dass im nächsten Schritt die radialen Gebirgsspannungen ermittelt werden können, die auf die Tübbingsicherung wirken.

Tab. C-3: Beispiel Vorentlastungsfaktor: Kennwerte Gebirge

Kenngröße	Einheit	Schicht A	Schicht B
Wichte Gebirge γ	[kN/m ³]	25	25
E-Modul Gebirge E_{Gebirge}	[MN/m ²]	1500	2500
Querdehnzahl μ	[-]	0,25	0,3
Reibungswinkel Gebirge φ_{Gebirge}	[°]	30	35
Kohäsion Gebirge c_{Gebirge}	[MN/m ²]	0,3	0,35

In Tab. C-4 sind die berechneten Radialspannungen für den Primärspannungszustand und den in Kap. 7 dargestellten Ansätze mit den dazugehörigen verwendeten Gleichungen aufgeführt. Für den Firstbereich wurden die Kennwerte des Gebirges der Schicht A und für die Ulme und die Sohle die Kennwerte des Gebirges der Schicht B angesetzt. Die Dicke der Tübbingsicherung beträgt dabei $d_T = 40$ cm.

Tab. C-4: Beispiel Vorentlastungsfaktor: Berechnete Radialspannungen

Kenngröße	Einheit	Gl.	Berücksichtigte Schicht	Wert
$\sigma_{r,F,\text{Primär}}$	[kN/m ²]	(4-1)	A	-3750,0
$\sigma_{r,U,\text{Primär}}$	[kN/m ²]	(4-2)	B	-1662,2
$\sigma_{r,S,\text{Primär}}$	[kN/m ²]	(4-1)	B	-4017,5
$\sigma_{r,F}$	[kN/m ²]	(7-8)	A	-267,8
$\sigma_{r,U}$	[kN/m ²]	(7-23)	B	-231,9
$\sigma_{r,S}$	[kN/m ²]	(7-42)	B	-248,4

Zur Anschauung sind die ermittelten Radialspannungen ebenso in der Abb. C-7 aufgetragen.

Für die Bestimmung des Vorentlastungsfaktors wird das Verhältnis aus den Radialspannungen des Primärspannungszustands und den Radialspannungen nach den neu entwickelten Formeln gebildet (vgl. Tab. C-5).

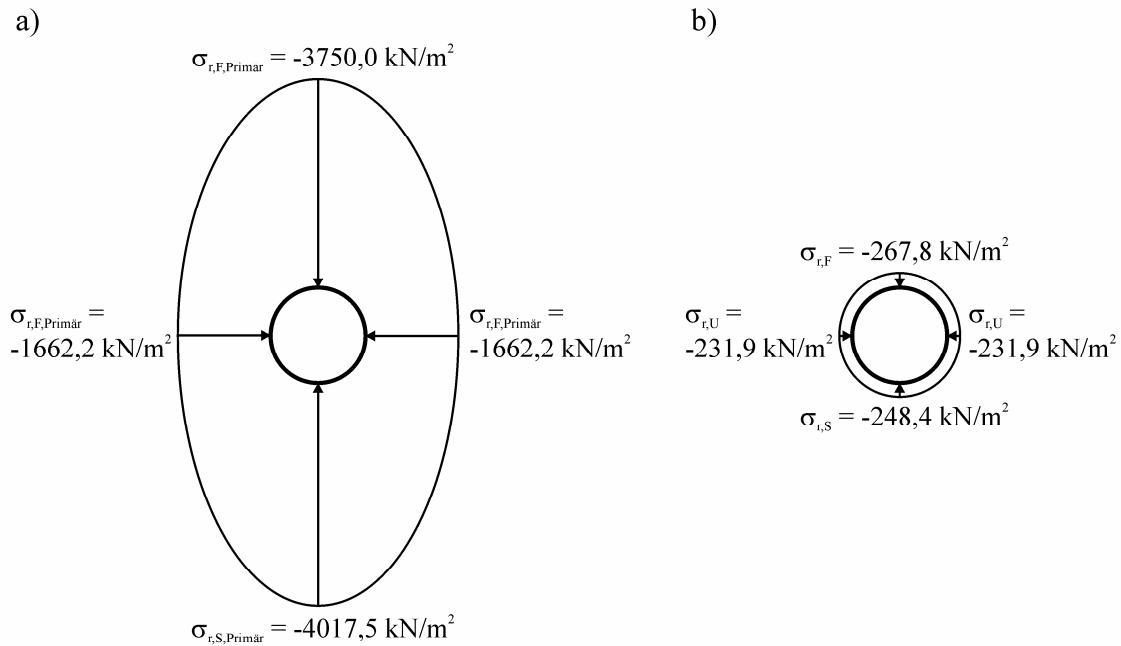


Abb. C-7: Beispiel Vorentlastungsfaktor: a) Radialspannungen Gebirge Primärspannungszustand b) Radialspannungen Gebirge entsprechend Ansätze Kap. 7

Tab. C-5: Beispiel Vorentlastungsfaktor: Quotient Radialspannungen Primärspannungszustand und Radialspannungen Formeln Kap. 7

Quotient	Wert
$\sigma_{r,F,Primär} / \sigma_{r,F}$	0,07
$\sigma_{r,U,Primär} / \sigma_{r,U}$	0,14
$\sigma_{r,S,Primär} / \sigma_{r,S}$	0,06
Mittelwert	0,09

Der Vorentlastungsfaktor kann über den Quotienten entsprechend Tab. C-5 definiert werden. Danach beträgt der maximale Vorentlastungsfaktor ca. 94 % und der minimale Vorentlastungsfaktor ca. 86 %. Für eine erste Berechnung bietet es sich an, einen Mittelwert von ca. 91 % für den Vorentlastungsfaktor anzusetzen. Das bedeutet, dass das Gebirge ca. 91 % der Spannungen abträgt und die Tübbingsicherung die restlichen 9 % aufnehmen muss.

Anhang D Nomenklatur**Symbole****Lateinische Buchstaben**

Symbol	Bezeichnung
$a_{\alpha F, \beta}$	Beiwert zur Berücksichtigung der Trennflächenorientierung
$\{a\}$	Beschleunigungsvektor
$b_{\alpha F, \beta}$	Beiwert zur Berücksichtigung der Trennflächenorientierung
c'	Kohäsion des dränierten Bodens
c_{Gebirge}	Kohäsion Gebirge
$c_{\text{Trennfläche}}, c_T$	Kohäsion Trennflächenschar
$c_{L, \alpha F, \beta}$	Beiwert zur Berücksichtigung der Trennflächenorientierung
$c_{R, \alpha F, \beta}$	Beiwert zur Berücksichtigung der Trennflächenorientierung
$[C]$	Dämpfungsmatrix
$d_{\text{Tübbing}}, d_T$	Tübbingdicke
$d_{\alpha F, \beta}$	Beiwert zur Berücksichtigung der Trennflächenorientierung
D_{TR}	Außendurchmesser Tübbingring
E	Elastizitätsmodul
E_{Gebirge}	Elastizitätsmodul Gebirge
f	Festigkeitsbeiwert
$f_{D, TR}$	Einflussfaktor Durchmesser Tübbingring
f_L	Lastfaktor Wichte
$f_{L, F}$	Lastfaktor Wichte
$f_{L, U}$	Lastfaktor Wichte
$f_{L, S}$	Lastfaktor Wichte
f_Q	Einflussfaktor Querdehnung

Symbol	Bezeichnung
$f_{TD,F}$	Einflussfaktor Tübbingdicke
$f_{TD,U}$	Einflussfaktor Tübbingdicke
$f_{TD,S}$	Einflussfaktor Tübbingdicke
F, f^s	Fließkriterium
$F(t)$	Ungleichgewichtskraft
F_i	Knotenkräfte
g_i	Beschleunigungsvektor
g^s, Q	plastisches Potential
G	Schubmodul
h_s	Überlagerungshöhe bezogen auf die Sohle
h_{UL}	Überlagerungshöhe bezogen auf die Ulme
$h_{\bar{U}}$	Überlagerungshöhe
H_{ij}	Funktionaler Zusammenhang
k	Belastungsgeschichte
K	Seitendruckbeiwert
$[K]$	Steifigkeitsmatrix
m	Massenanteil des Tetraeders an der Gesamtmasse des Knotenpunktes
M	Gesamtmasse des Knotenpunktes
$[M]$	Massenmatrix
n	Knotenanzahl im System
n_j	Einheitsnormalenvektor auf den Außenflächen des Tetraeders
$p_{a, \max}$	maximaler Anpressdruck umgerechnet auf den Durchmesser Tübbingring
p_A	Anpressdruck

Symbol	Bezeichnung
p_h	Seitendruck
p_v	Vertikaldruck
P_i	von außen angreifender Knotenkraftvektor
$\{P\}$	Lastvektor
r, r_0	Tunnelradius
S	Fläche
t	Zeit
T_i	Normalspannungsvektor auf der Tetraederfläche gegenüber Knoten i
T_{\min}	kleinste Eigenperiode des Systems
u_{Firste}	Vertikalverschiebung Firste ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar
$u_{\text{Firste,TF}}$	Vertikalverschiebung Firste bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar
u_i	Verschiebungen
$\{u\}$	Verschiebungsvektor
\bar{v}_i	Mittelwert der Geschwindigkeitskomponente i
$v_{i,j}$	Verschiebungsgeschwindigkeitsänderung
V	Volumen

Griechische Buchstaben

Symbol	Bezeichnung
α	Streichwinkel der Trennfläche
α_F	Winkel der Einfallsrichtung
β	Fallwinkel
γ	Wichte Gebirge, Gestein, Boden

Symbol	Bezeichnung
Δt	Zeitschritt
$\Delta t_{\text{crit.}}$	kritischer Zeitschritt
Δx	minimaler Knotenpunktabstand des Elementes
$\dot{\epsilon}_{i,j}$	Deformationsrate
η_{RK}	Sicherheitsfaktor Fehler Regressionsfunktionen
$\eta_{\text{RK},\text{F}}$	Sicherheitsfaktor Fehler Regressionsfunktionen
$\eta_{\text{RK},\text{F},\text{TF}}$	Sicherheitsfaktor Fehler Regressionsfunktionen
$\eta_{\text{RK},\text{U}}$	Sicherheitsfaktor Fehler Regressionsfunktionen
$\eta_{\text{RK},\text{U},\text{TF}}$	Sicherheitsfaktor Fehler Regressionsfunktionen
$\eta_{\text{RK},\text{S}}$	Sicherheitsfaktor Fehler Regressionsfunktionen
$\eta_{\text{RK},\text{S},\text{TF}}$	Sicherheitsfaktor Fehler Regressionsfunktionen
$\eta_{\text{RK},\text{TF}}$	Sicherheitsfaktor Fehler Regressionsfunktionen
λ^s	plastischer Proportionalitätsfaktor
μ	Querdehnzahl
ρ	Dichte
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Hauptspannungen
σ_{ij}	Spannungsvektor
$\underline{\sigma}_{ij}^0$	globaler Spannungsvektor
σ_n	Würfeldruckfestigkeit des Gesteins
σ_r	Radialspannungen
$\sigma_{r,\text{F}}$	Radialspannungen Firste ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar
$\sigma_{r,\text{F},\text{TF}}$	Radialspannungen Firste bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar

Symbol	Bezeichnung
$\sigma_{r,U}$	Radialspannungen Ulme ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar
$\sigma_{r,U,TF}$	Radialspannungen Ulme bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar
$\sigma_{r,UL,TF}$	Radialspannungen linke Ulme in Vortriebsrichtung bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar
$\sigma_{r,UR,TF}$	Radialspannungen rechte Ulme in Vortriebsrichtung bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar
$\sigma_{r,S}$	Radialspannungen Sohle ohne Berücksichtigung einer Trennflächenschar
$\sigma_{r,S,TF}$	Radialspannungen Sohle bei Berücksichtigung einer Trennflächenschar
$\sigma_{r,TF}$	Radialspannungen
σ_t	Tangentialspannungen
$\sigma_{t,TF}$	Tangentialspannungen
σ_t	Zugfestigkeit
σ_T^t	Zugfestigkeit der Trennflächenschar
$\sigma^{0'}$	lokaler Spannungsvektor
σ_v'	vertikaler Gebirgsdruck
φ'	Reibungswinkel des dränierten Bodens
φ_{Gebirge}	Reibungswinkel Gebirge
$\varphi_{\text{Trennfläche}}, \varphi_T$	Reibungswinkel der Trennflächenschar
ψ	Dilatanzwinkel
ψ_T	Dilatanzwinkel der Trennflächenschar

Abkürzungen

DAUB	Deutscher Ausschuß für unterirdisches Bauen
DGEG	Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau
DGGT	Deutsche Gesellschaft für Geotechnik
FDM	Finiten Differenzen Methode
FLAC ^{3D}	Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3-D
TBM	Tunnelbohrmaschine
TBM-S	Tunnelbohrmaschine mit Schild

Lebenslauf

Name:	Jürgen Anton Schmitt
Anschrift:	Brückenstraße 13 65795 Hattersheim am Main j.schmitt@ingenieur-bauwesen.de
Geburtstag:	27.05.1970
Geburtsort:	Bad Kissingen
Familienstand:	verheiratet
Aug. 1976 – Aug. 1980	Innenstadtschule Rüsselsheim
Aug. 1980 – Aug. 1982	Förderstufe Goetheschule, Rüsselsheim
Aug. 1982 – Sept. 1986	Max-Planck-Gymnasium, Rüsselsheim
Sept. 1986 – Juli 1987	Gustav-Heinemann-Gymnasium, Rüsselsheim
Aug. 1987 – Mai 1989	Gymnasium Neue Oberschule, Braunschweig
Mai 1989	Abschluss: Allgemeine Hochschulreife
Juni 1989 – Sept. 1990	Zivildienst Blindenzentrum Braunschweig
Okt. 1991 – Sept. 1997	Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Braunschweig Abschluss: Diplom – Bauingenieur
Okt. 1997 – April 2003	Projektingenieur im Bereich Geotechnik und Tunnelbau, ARCADIS Consult GmbH, Darmstadt
Mai 2003 – Feb. 2009	Wissenschaftlicher Angestellter und Doktorand am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig
Seit März 2009	Projektleiter der Abteilung Konstruktiver Ingenieurbau / Tragwerksplanung, Planungsbereich Unterirdische Verkehrsanlagen / Tunnelbau, Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Frankfurt am Main

